

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 1.

### Eisenbeton-Konstruktionen der neuen Kathedrale in St. Louis in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika.

Architekten: Barnett, Haynes & Barnett. Hierzu die Abbildungen Seite 4.



in bedeutender Kirchenbau, die neue Kathedrale des Erzbischofs von St. Louis ist im Rohbau, wie das Gesamtbild der Kirche, Abbildung 1, und die Einblicke in ihr Inneres, Abbildg. 2 und 3, Seite 4, erkennen lassen, in der Hauptsache fertig gestellt. Abgesehen von ihrer Größe, die sie den bedeutendsten Kirchenbauten neuerer Zeit an die Seite stellt, und abgesehen ferner von der geplanten, außerordentlich reichen inneren Ausstattung, verdient das Werk an dieser Stelle besonderes Interesse deshalb, weil es in seinen raumüberdeckenden Konstruktionen durchweg in Eisenbeton erstellt ist und sich auch sonst des Eisenbetons in einem Maße bedient, wie es bei Monumentalbauten dieser Bedeutung im allgemeinen noch seltener der Fall ist. Es wird daher von Interesse sein, auf die konstruktive Anordnung hier kurz einzugehen, unter Benutzung von Konstruktionsskizzen und kurzen Mitteilungen, die uns Hr. Dr. Otto Schott in New York freundlichst zur Verfügung gestellt hat.

Den Auftrag zu dem Bau hatten sich die ausführenden Architekten Barnett, Haynes & Barnett in St. Louis auf Grund eines internationalen Wettbewerbes erworben, aus dem sie als Sieger hervorgingen. Es sei jedoch bemerkt, daß die Ausführung von dem ursprünglichen Entwurf nicht unwesentlich abweicht. Als Ingenieure des konstruktiven Teiles standen den Architekten die Zivil-Ing. Brussel & Viterbo zur Seite und die Ausführung selbst war der Unternehmerfirma J. C. Robinson & Son, beide ebenfalls in St. Louis, übertragen.

Der Längsschnitt, Abbildung 4, und der Grundriß, Abbildung 5, lassen erkennen, daß es sich um ein Bauwerk von rd. 98 m größter Länge, 62 m größter Breite im Querschiff, 47,5 m innerer Höhe der Hauptkuppel und rd. 66 m Höhe bis zur Oberkante der Laterne handelt. Die äußere Kuppel hat einen Durchmesser von rd. 26 m. Die Kirche soll angeblich 5000 Menschen fassen und von 2500 Sitzplätzen soll der Altar übersehen werden können.

In Aufbau und Ausbau schließt sich das Bauwerk der byzantinischen Formensprache an und stellt sich in seinem Hauptteil als ein Zentralbau dar mit mächtiger Doppelkuppel über der Vierung, an die sich in der Längsachse beiderseits je eine kleinere und flachere Kuppel von rd. 15 m Durchmesser anschließt, die jedoch durch das Dach des Langschiffes verdeckt



Abb. 1. Gesamtbild der im Rohbau fast fertigen Kathedrale mit Blick nach Nordwesten.

sind, nach außen also nicht in die Erscheinung treten. Das Querschiff tritt beiderseits nur mit halbrunden Apsiden hervor, die von einer Halbkuppel mit halbkugelförmigem Dach überspannt werden. Diese Ausbildung in der Hauptachse rechts und links von der

Hauptkuppel ist völlig symmetrisch, nur daß der Fußboden im nordwestlichen Teil, um hier den Chor abzusondern, sich durch Treppen heraushebt. An der Nordwestseite ist dann noch ein niedrigerer Bauteil mit Umgang, an der Südostseite eine Vorhalle, flankiert von Türmen quadratischen Grundrisses mit stumpfer Haube, vorgelagert. Von Säulenstellungen getragene Emporen, darunter Kapellen, sind rings umlaufend, nur von den Vierungspfeilern unterbrochen, angeordnet.

Neue Kathedrale in St. Louis.  
Architekten:  
Barnett, Haynes & Barnett.  
Ingenieure:  
Brussel & Viterbo.  
Unternehmer:  
J. C. Robinson & Son.  
Sämtlich in St. Louis.

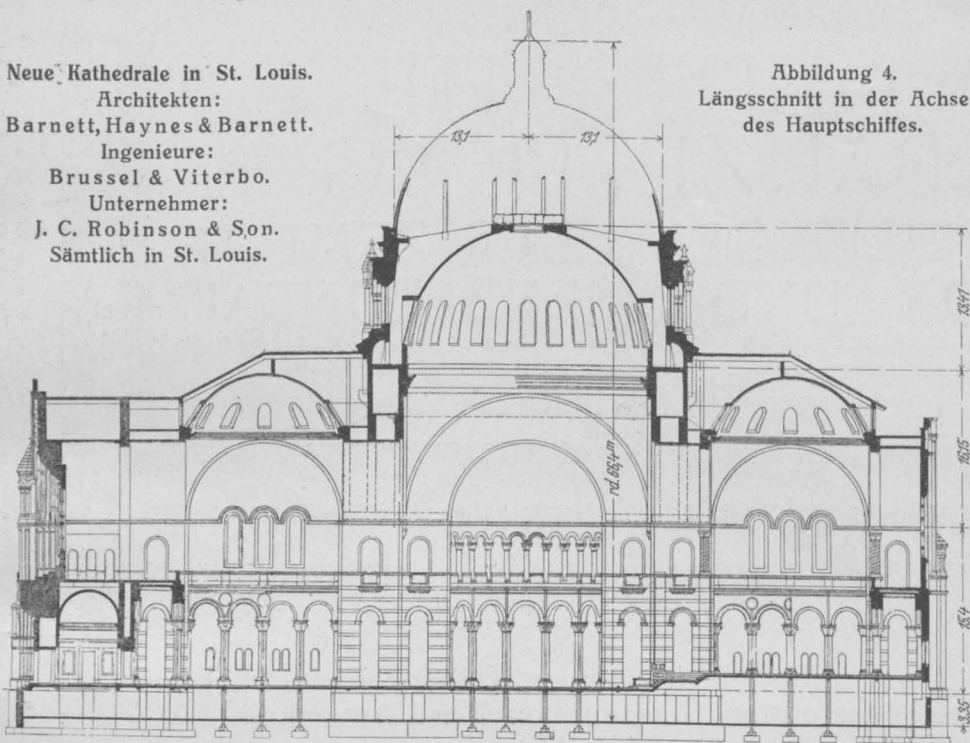
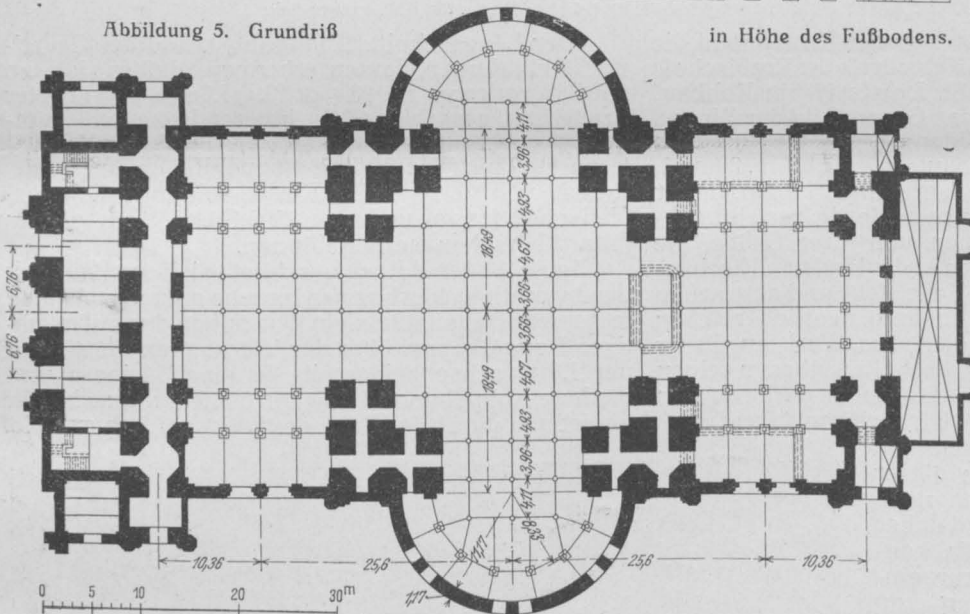


Abbildung 4.  
Längsschnitt in der Achse  
des Hauptschiffes.

Abbildung 5. Grundriß

in Höhe des Fußbodens.



Reiche Verkleidung der Säulen und Wände mit verschiedenfarbigem Marmor bzw. mit musivischem Schmuck ist in Aussicht genommen. Auch kommt Bronze und im Chor Majoliken für die Säulen des hinteren Abschlusses zur Anwendung. Zwei große Reiterstandbilder des St. Louis und St. George, sowie die Statuen der 12 Apostel, alle in Bronze ausgeführt, sollen zum weiteren Schmuck dienen.

Auf völlige Feuer-sicherheit des Baues ist großes Gewicht gelegt. Außer den Mauern und Hauptpfeilern, die in Mauerwerk bzw. Beton erstellt sind, ist durchweg Eisenbeton zur Anwendung gekommen. In diesem sind die Decken, die Säulen, die tragenden Bögen, vor allem die großen Vierungsbögen, die Kuppeln und Dächer ausgeführt. Auf diese Konstruktionen soll unter Beigabe einiger Skizzen noch näher eingegangen werden.

Ueber die Kosten sind zurzeit Angaben noch nicht bekannt geworden. —

(Schluß folgt.)

### Eisenbeton-Brücken im bayerischen Hochland.

Von Dipl.-Ing. B. Rueb der Firma Leonhard Moll in München.



Wischen Sonthofen und Berghofen, einer landschaftlich hervorragend schönen Gegend in den Algäuer Alpen führt die Straße über die stark verwilderte Ostrach, einen Nebenfluß der Iller. Als Brücke diente bisher eine Eisenkonstruktion, mit mehreren tiefgeramnten Zwischenjochen aus I-Trägern.

Abgesehen von der unruhigen Wirkung der Gesamt-erscheinung bot diese Eisenkonstruktion den großen Nachteil, daß in dem mitunter sehr rasch anschwellenden Gebirgsfluß mit starkem Holztrieb größere Stämme an den Pfahljochen angehalten wurden und der hierdurch bewirkte Aufstau die Standsicherheit des Bauwerkes öfter gefährdete. Besonders starken Angriffen war die Brücke bei dem Hochwasser im vorletzten Frühjahr ausgesetzt, sie vermochte schließlich keinen nachhaltigen Widerstand mehr zu leisten, die Joche wurden verbogen und Teile aus der Fahrbahntafel fortgerissen.

Der Neubau sollte in Eisenbeton erstellt werden und es erließ das kgl. Hüttenamt in Sonthofen an einige Son-

derfirmen die Aufforderung, verschiedene Projekte in Vorlage zu bringen. Bei der Planung war insbesondere auf eine Konstruktion, die einerseits ein möglichst günstiges Durchflußprofil bietet, andererseits sich in das vorhandene Landschaftsbild ohne Störung einfügt, Hauptgewicht zu legen. Hierbei sollte allerdings der Kostenaufwand in mäßigen Grenzen bleiben. Unter den eingereichten Entwürfen wählte das kgl. Hüttenamt den hier vorgeführten der Bauunternehmung Leonhard Moll in München zur Ausführung.

Mit zwei gleich großen Oeffnungen von 17 m l. W. überspannt die Brücke, wie die Uebersichtszeichnungen Abbildungen 1 und 2 erkennen lassen, die Ostrach. Die Gesamtlänge beträgt 37,6 m, die Nutzbreite 4,25 m. Vom Mittelpfeiler aus fällt die Fahrbahn gleichmäßig mit 1,5% nach den beiden Uferseiten. Die äußere Gestaltung ist möglichst einfach gehalten und paßt sich der Konstruktion an.

Die Hauptträger, Abbildung 3, haben an den Auflagern voutenförmige Verstärkungen, außerdem erhielten die beiden Randträger nach außen hin zur Erzielung einer



größeren Druckzone eine gesimsartige Verbreiterung. Aus diesem Gesims erheben sich die Geländerpfeiler, zwischen welche ein einfaches eisernes Geländer einge-

baut ist. Die Fundamente der Widerlager und der Strompfeiler sitzen auf einem 4 m tief gerammten Pfahlrost und sind wegen der starken Erosionstätigkeit der Ostrach mit

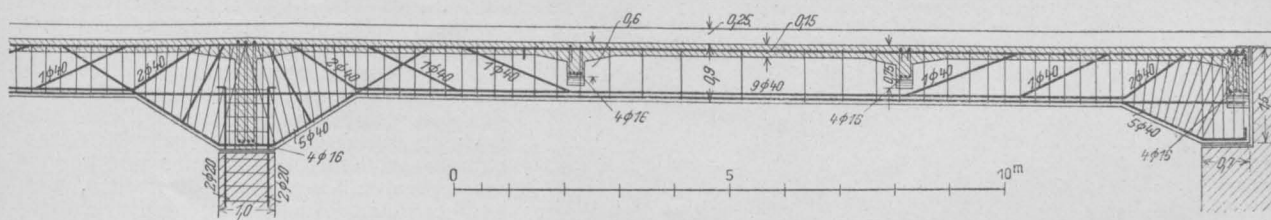
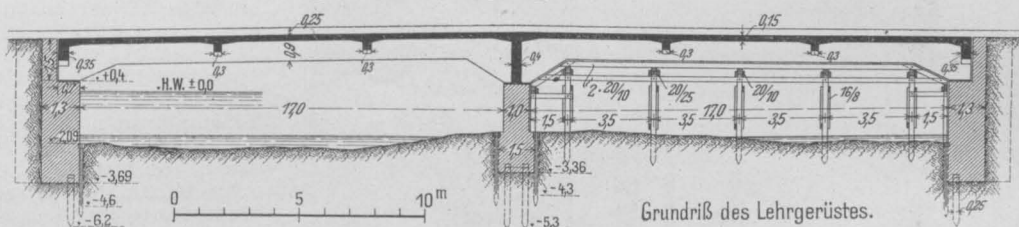


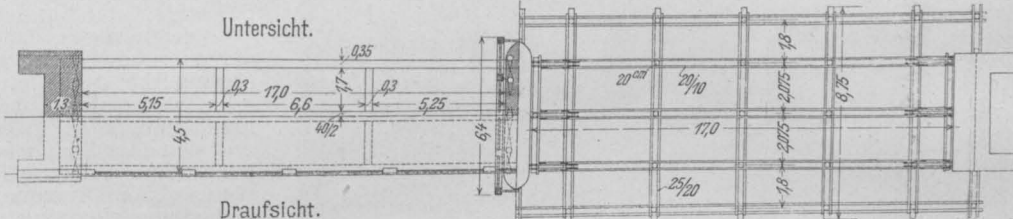
Abbildung 1. Halber Hauptträger.

Eisenbeton - Brücken  
im bayerischen  
Hochland.

Straßenbrücke über  
die Ostrach zwischen  
Sonthofen und Berg-  
hofen in den Al-  
gäuer Alpen.



Abbildungen 2 und 3. Gesamtanordnung der Brücke und der Einrüstung.



Spundwänden umschlossen. Das Betonmauerwerk der Fundamente besitzt ein Mischungsverhältnis zwischen Zement, Sand und Kies von 1:5:7, dasjenige des aufgehenden Mauerwerkes der Widerlager und des Mittelpfeilers von 1:2:4. Der Mittelpfeiler verfügt über eine Breite von 1 m und ist mit einer 16 cm starken Rundeisen-Einlage versehen. Eine Fuge mit Asphaltfilzplatten-Zwischenlage trennt die Fahrbahntafel von den Widerlagern und dem Mittelpfeiler, sodaß die Träger sich ungehindert bei Temperatur-Einwirkungen in der Längsrichtung ausdehnen können.

Die Fahrbahntafel besteht aus einem Mittel- und zwei Randträgern. Diese werden durch die Fahrbahntafelplatte und durch Querrippen, Abb. 4, unter sich verspannt. Die Platte selbst ist mit Asphaltfilz wasserdicht abgedeckt und nimmt unmittelbar die 25 cm starke Chaussierung auf. Sämtliche Ansichtslächen sind leicht überarbeitet.

Die Einrüstung, vergl. Abbildung 2, 3 und Abbildung 5, gestaltete sich infolge der geringen Höhe von Flußsohle bis Konstruktionsunterkante verhältnismäßig einfach. Die gesamte Ausführung erfolgte innerhalb vier Wochen am Ende des Jahres 1910.

Bezüglich der statischen Untersuchung sei hier kurz erwähnt, daß diese nach der Theorie der kontinuierlichen Träger aufgestellt wurde. Als bewegliche Belastung mußte für Menschenverkehr 360 kg/qm und für Fuhrwerksverkehr ein Lastwagen von 8 t Bruttogewicht in Rechnung gestellt werden. Biegemomente, Querkkräfte und Stützdrücke wurden unter Berücksichtigung der ungünstigsten Laststellung mit Hilfe von Einflußlinien ermittelt, und hiernach wurden nach Engesser die Maximalkurven mit einem Erschütterungskoeffizient von 0,5 = 50% der Verkehrsbelastung aufgetragen. An Hand der ermittelten Größtwerte erfolgte die Dimensionierung der einzelnen Konstruktionsteile, dabei wurde der Beton mit einem Mischungsverhältnis von 1:2:3 höchstens mit 45 kg/qcm und das Eisen mit 1000 kg/qcm belastet. — (Schluß folgt.)

Abbildung 4. Brücken-Querschnitt.

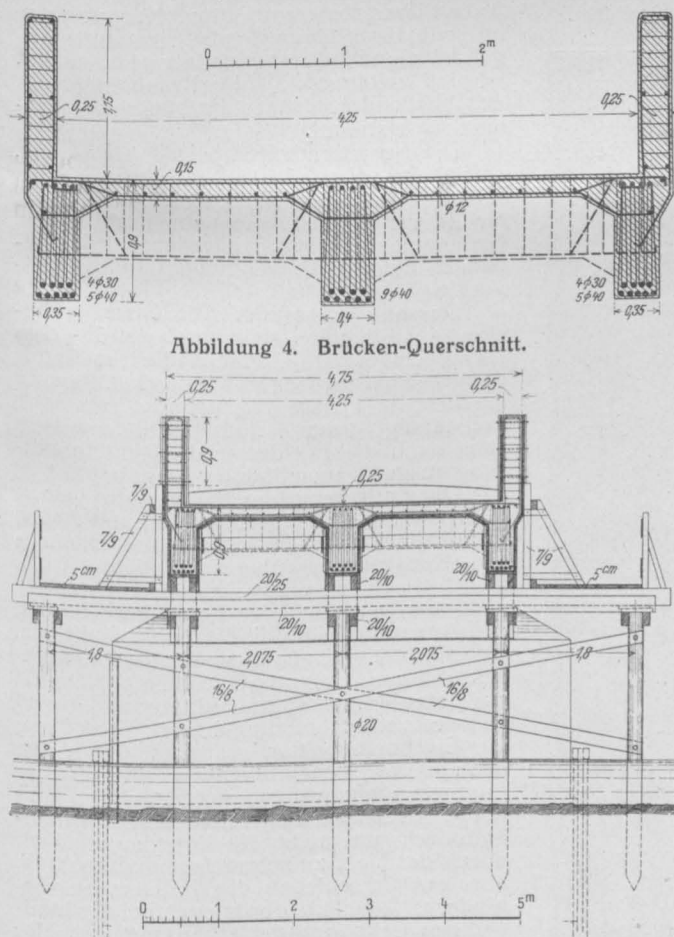


Abbildung 5. Querschnitt der Brücke mit der Einrüstung.

## Kranbahngerüst in Eisenbeton im Duisburg-Ruhrorter-Hafen.

Von Karl v. Bergh, vormals Ingenieur der Baufirma J. Pollmann in Duisburg-Meiderich.

Über die geringe Dauerhaftigkeit der Kranbahngerüste in Holzkonstruktion wird schon seit Jahren von den Hafen-Spediteuren Klage geführt. Trotz Anwendung besonders geeigneter Hölzer und trotz eifriger Imprägnierens werden die Holzgerüste bei dem häufig

wechselnden Wasserstand und durch Witterungseinflüsse in verhältnismäßig kurzer Zeit stark angegriffen. Durch die verschiedenartigen, meist ruckweisen Belastungen lockern sich ferner die Bolzen in den Verbindungen und es ist eine fast dauernde Reparatur notwendig, um bei der großen beweglichen Belastung einen plötzlichen

Zusammenbruch zu verhüten. Auch ist es vorgekommen, daß durch Unvorsichtigkeit des Maschinisten beim



Abbildung 2. Blick in den Chor (Nordwest-Abschluß des Langschiffes.)

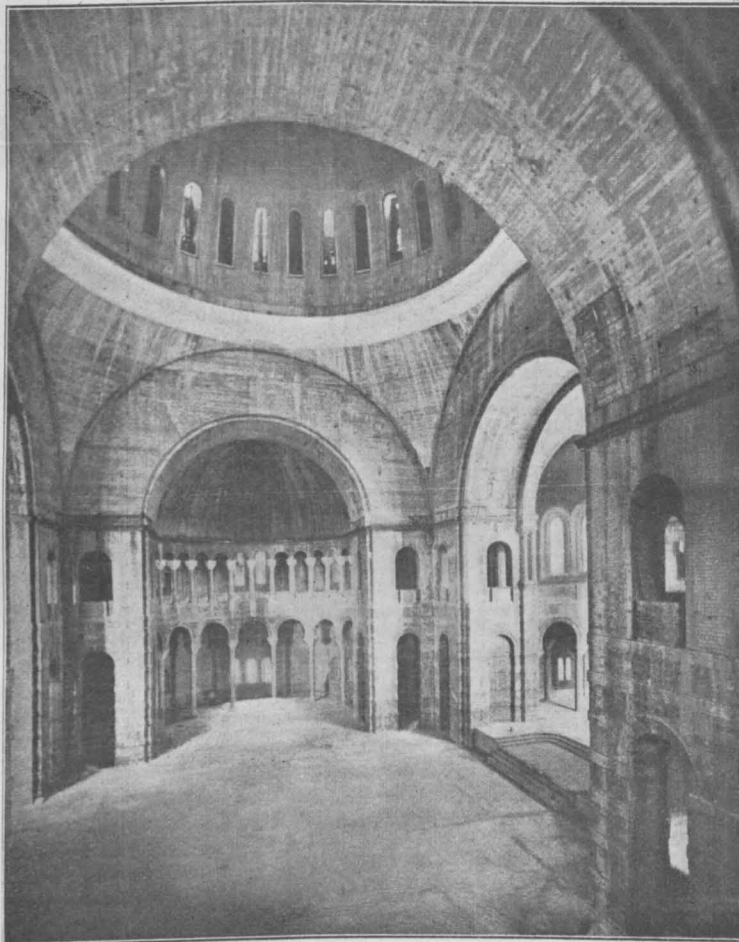


Abbildung 3. Blick in die westliche Apsis des Querschiffes.  
Eisenbeton-Konstruktionen der neuen Kathedrale in St. Louis in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika.

Feuer-Ausziehen die Balken stark angekohlt, ja zum Teil verbrannt wurden.

Diesen Uebelständen wollte man abhelfen, und zwar

indem man Eisenkonstruktionen zur Anwendung brachte. Aber auch diese erfreuten sich keiner besonderen Beliebtheit, denn es spielten abermals die Unterhaltungs- und Reparaturkosten eine wesentliche Rolle; der rostschützende Anstrich muß recht häufig erneuert und die sich allmählich lockernden Schrauben und Nieten müssen ersetzt werden. Die fast ausschließlich von staatlichen Behörden in Beton oder Stein als massive Mauern hergestellten Kranbahnen schließlich sind teuer und können von Privaten kaum angelegt werden, weshalb bei einer Ausführung im Kaiserhafen des Duisburg-Ruhrorter Hafens vor Magazin 201-202 zur Eisenbetonbauweise übergegangen wurde.

Zunächst wurde nur ein Probestück von etwa 18 m Länge zur Ausführung bestimmt. Das Gerüst sollte befahren werden von 2 Dampfkranen mit je 35 t Eigengewicht und 5 t Hubkraft, bei einer Ausladung des Hebearmes von 14 m. Die Spannweite der Felder, d. h. v. M. z. M. Stütze, wurde gleich dem Radstand der Krane, also zu 3,4 m angenommen. Die Berechnung erfolgte nach den ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 und den einfachsten Formeln der Statik.

Die einzelnen Pfeiler des Gerüsts wurden auf runde Eisenbetonbrunnen gegründet (vergl. Abbildgn. 1 und 2). Das Versenken derselben gestaltete sich aber schwierig, da man häufiger auf größere Steine usw. stieß und sich auch für die kleine Anlage das Herbeischaffen leistungsfähiger Maschinerien nicht lohnte. Auch mußte die Arbeit mehrfach eingestellt werden, da das Spätherbst- und das Winter-Hochwasser 1910 die ganze Anlage überschwemmten. Nachdem nun im Frühjahr 1911 die Probelastung stattgefunden und äußerst günstig verlaufen war, wurden weitere rd. 70 lfdm. Kranbahngerüst, anschließend an das fertiggestellte, zur Ausführung bestimmt.]

Die Schwierigkeiten bei der Gründung, sowie die hohen Kosten bei den geringen Spannweiten veranlaßten den Verfasser nun, für die weitere Ausführung eine praktischere Gründung zu suchen. Außerdem wurden genauere statische Berechnungen und Kostenvergleiche aufgestellt.

Das alte Holzgerüst (Abb. 3, rechts) bestand aus Pitchpine-Holz und besaß 35 · 35 cm starke eingerammte Pfähle, die zur Gründung mit herangezogen werden konnten, da sie sich, im Wasser abgeschnitten, als noch vollständig gesund und kernig erwiesen (was auch die bei der vorherigen Ausführung ausgezogenen Pfähle gezeigt hatten).

Die Entfernung der Pfähle hatte jedoch v. M. z. M. nur das geringe Maß von 2,85 m, sodaß die Stützen-Entfernung der Eisenbeton-Konstruktion über je 2 Pfähle, d. h.  $2 \cdot 2,85 \text{ m} = 5,7 \text{ m}$ , erstreckt wurde. Es zeigte sich dann auch bei der Kostenberechnung, daß gerade dieses Maß äußerst vorteilhaft war.

Bei dem sehr günstigen Wasserstand dieses Sommers konnten die Pfähle ziemlich tief unter Wasser abgeschnitten werden und es wurde, wie Abbildung 4 zeigt, über diese ein Eisenbetonbalken gespannt, durch den auch die Zwischenstützen zum Tragen der Last mit herangezogen werden. Die Pfahlköpfe wurden an allen Seiten besonders einbetoniert, um nicht die Fundamentbalken durch das Holz zu schwächen und doch ein etwaiges Verschieben des Balkens zu verhindern. Ähnlich wurde auch bei der landseitigen Gründung verfahren, nur daß hier die Pfahlköpfe nicht unter Wasser abgeschnitten wurden, da diese in dem sehr festen Boden wohl von der Luft genügend abgeschlossen sind. Auch wird hier die zulässige Beanspruchung des Bodens durch den Eisenbetonbalken nicht überschritten.

Durch eine Schrägstrebe zwischen den beiden tragenden Balken einerseits und dem hinteren Balken und der Fahrbahtafel andererseits ist ein unverschieblicher Dreiecksverband hergestellt (Abbildung 4). Ueber die Ständer des Gerüsts ist eine



Deckenplatte gestreckt, bei deren Berechnung eine Nutzlast von 500 kg/qm zugrunde gelegt wurde. Die Platte ist beiderseits etwas ausgekragt, um den Bedienungsmannschaften neben dem Kran noch etwas Platz zu lassen und bei etwaiger Entgleisung ein Herunterfallen des Kranes zu erschweren. In der Mitte erhielt die Platte eine Ausbuchtung auf 15 cm, damit man bei notwendigen Ausbesserungen am Kran besser an die Zahnrad-Getriebe herankommen kann.

Die Berechnung des Plattenbalkens erfolgte unter den verschiedensten Belastungsarten, und die Momente wurden sowohl graphisch als analytisch ermittelt. Naturgemäß wechseln die Momente sehr stark und es treten in einzelnen Belastungsfällen besonders große negative Momente auf. Diesen Umständen wurde bei der Ausführung ausschließlich durch die Armierung mit Rundeisen Rechnung getragen, obwohl man, besonders bei den negativen Momenten, auch die Kranbahnschiene hätte mit in Rechnung stellen können, denn diese ist mit dem unteren Flansch im Beton eingelassen und mit dreiviertelzölligen Steinschrauben, in je 50 cm Entfernung verankert. Ueber den Pfosten sind unter den Platten Querversteifungen eingelegt. Der Horizontal-Schub, hauptsächlich hervorgerufen dadurch, daß die Krane häufig ganze Eisenbahnzüge ziehen bzw. rangieren, wird aufgenommen durch rechts und links fallende Streben in der Außenwand der Rüstung, durch die abermals ein vollständiger Dreiecksverband geschaffen ist. Die Stützen wurden 40-40 cm stark ausgeführt und erhielten Bügel von 8 mm Durchmesser, die abwechselnd als Umfangsbügel, als Diagonalbügel und in Kreuzform eingelegt wurden. Die 8 Rundeisen jedes Pfostens sind in den vier Ecken, und in den Mitten der Seiten angeordnet. Die Beanspruchungen des Betons bzw. Eisens bleiben durchweg, besonders beim Beton, unter den Normen, welche die minist. Bestimmungen zulassen.

Als Laufkranschiene wurde Profil No. 4 des Aachener Hütten-Vereins in 7 m Länge verwendet, jedoch wurde je ein Stoß nach dem Verlegen elektrisch geschweißt und ein Stoß unter einem Winkel von 45° stumpf ausgeführt und auf besonderen Unterlagsplatten gelagert.

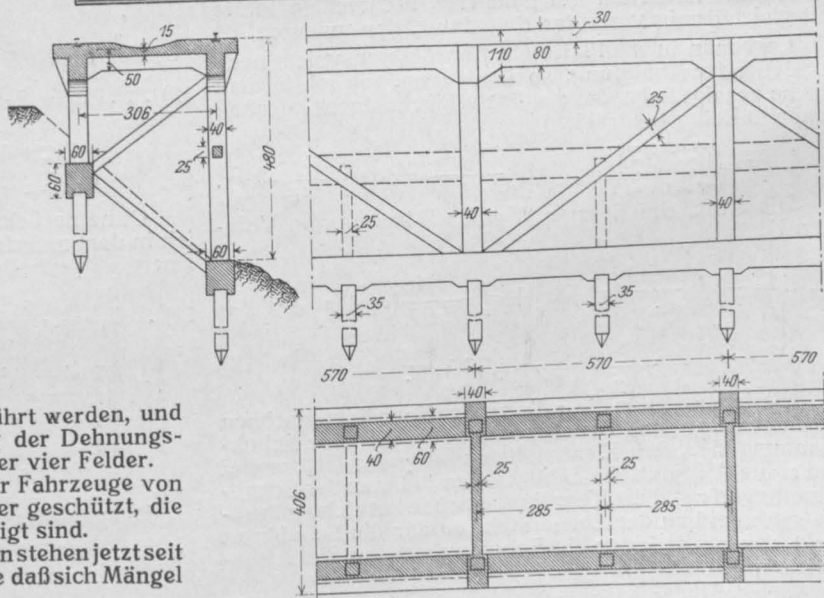
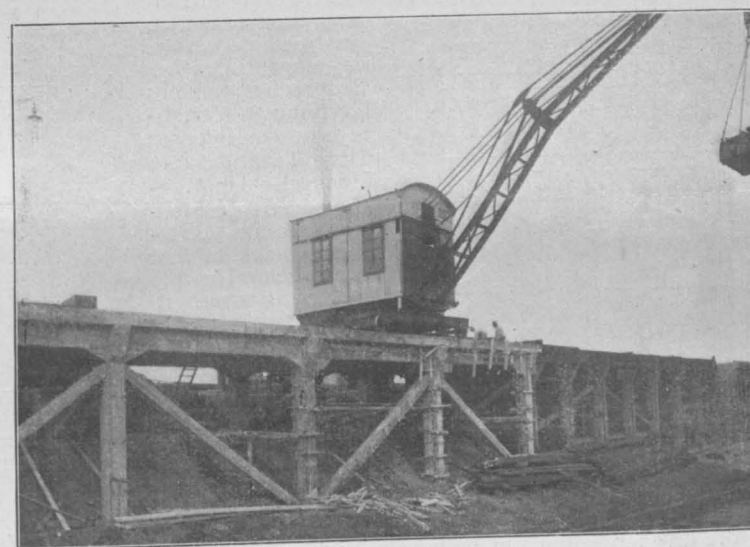
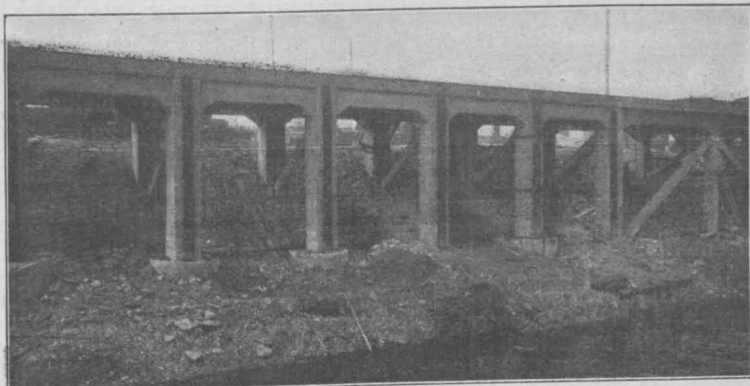
Probekbelastungen fanden fünf Wochen nach Fertigstellung der Anlage statt, wobei die Durchbiegungen mittels des Griot'schen Biegemessers festgestellt wurden. Die Belastung wurde in der Weise vorgenommen, daß die beiden Krane der betr. Strecke unmittelbar nebeneinander stehend arbeiteten und zwar mit Lasten, welche der äußersten zulässigen Belastung der Krane gleichkam. Zogen nun beide gleichzeitig ruckweise an, so stellte dies wohl die stärkste Belastung dar, die je eintreten kann. Es ergab sich hierbei in Mitte Balken eine größte Durchbiegung bis zu 0,4 mm. Bei den Längsstreben zeigte sich beim schnelleren Fahren und Ziehen der Krane eine Ausschwingung von 0,1 mm nach jeder Seite; bei den Säulen war eine Bewegung überhaupt nicht festzustellen. Das Ergebnis der Probekbelastung war also sehr befriedigend.

Der Verladebetrieb durfte bei der Herstellung auf keinen Fall behindert oder eingestellt werden und es mußten deshalb die Arbeiten stückweise ausgeführt werden, und zwar mit Rücksicht auf die Anordnung der Dehnungsfugen im Beton in einer Ausdehnung über vier Felder.

Die Gerüste sind gegen Anprall der Fahrzeuge von der Wasserseite durch eichene Reibhölzer geschützt, die an einbetonierten Steinschrauben befestigt sind.

Die ersten Abschnitte der Konstruktion stehen jetzt seit einer Reihe von Monaten im Betrieb, ohne daß sich Mängel irgend welcher Art gezeigt haben.

Das Kranbahngerüst wurde hergestellt für die Spedition-Fa. Friedr. Schmitz in Duisburg-Ruhrort durch die Firma J. Pollmann in Duisburg-Meiderich. —



Abbildungen 1 und 2. Probestrecke fertig und im Bau.  
Abbildungen 3 und 4. Endgültige Ausführung.

# Berechnung ebener, rechteckiger Platten

von Professor Hager in München.

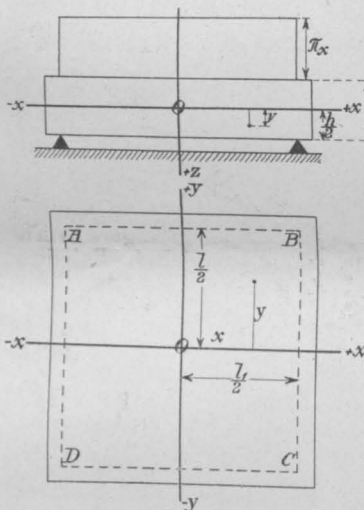


In meinem Buche „Berechnung ebener, rechteckiger Platten mittels trigonometrischer Reihen“<sup>\*)</sup>, habe ich ein Verfahren entwickelt, das die Berechnung der Spannungen in Platten für verschiedene Auflagerungen und verschiedene Belastungsfälle gestattet. In diesem Berechnungsverfahren wird die unbekannte Gleichung der elastischen Fläche durch eine doppelte, trigonometrische Reihe ersetzt, deren Glieder gewissen Bedingungen genügen müssen.

Mit Hilfe dieser Reihe werden sodann die elastische Energie  $\mathfrak{U}$  der Platte und die Deformationsarbeit  $\mathfrak{Z}$  der äußeren Kräfte gebildet.

In der Gleichung 1)  $\mathfrak{U} = -\mathfrak{Z}$  sind die Zahlenkoeffizienten der Reihen noch unbekannt. Bezeichnet man die Belastung der Platte mit  $P$ , die Zahlenkoeffizienten mit  $A_{m'n'}$ , so kann nach obiger Gleichung die Belastung  $P$  als eine Funktion der Größen  $A_{m'n'}$  angesehen werden. Von allen möglichen Beiwerten  $A_{m'n'}$  kommen aber für den Ingenieur nur diejenigen in Betracht, für welche die Belastung  $P$ , die eine gewisse Einbiegung bewirkt, ein Minimum ist. Somit werden sich die Beiwerte  $A_{m'n'}$  berechnen lassen, wenn man aus obiger Gleichung die Bedingungen bildet 2)  $\frac{\delta P}{\delta A_{m'n'}} = 0$ .

In meinem Buche habe ich, wie das sonst bei ebenen Gebilden die Regel ist, den Beitrag der Schubspannungen in der Berechnung der elastischen Energie weggelassen.



Da nun bei räumlichen Gebilden die Schubspannungen einen größeren Beitrag zur elastischen Energie liefern, wurde gelegentlich einer Besprechung meines Rechnungs-Verfahrens unter Kollegen der Technischen Hochschule in München die Berücksichtigung eines weiteren Gliedes in dem Ausdrucke für die Deformationsarbeit  $\mathfrak{U}$  angeregt.

Es soll nun der Zweck dieser Zeilen sein zu zeigen, daß in dem Rechnungs-Verfahren mit trigonometrischen Reihen auch die Schub-

Spannungen noch Berücksichtigung finden können. Hierzu will ich den Rechnungsgang für den einfachsten Fall, für die an vier Seiten frei gelagerte, rechteckige Platte mit gleichförmig verteilter Belastung, hier andeuten.

Legt man in die Platte ein Koordinatensystem nach vorstehender Abbildung, so kann man, wie ich in dem Buche gezeigt habe, die elastische Fläche durch folgende doppelte Reihe ausdrücken

$$3) \dots z = \sum_{m'=1}^{m'=\infty} \sum_{n'=1}^{n'=\infty} A_{m'n'} \cos \frac{2m'-1}{l_1} \pi x \cdot \cos \frac{2n'-1}{l_2} \pi y.$$

Die elastische Energie  $\mathfrak{U}$  eines Körpers vom Volumen  $V$  ist

$$4) \mathfrak{U} = \frac{1}{2} \int_0^V \frac{m+1}{m \cdot E} (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) - \frac{1}{mE} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)^2 + \frac{1}{\gamma} (\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) dV.$$

Hierbei bedeuten die  $\sigma$  die zu den Koordinatenachsen parallelen Zug- und Druckspannungen, die  $\tau$  die Schubspannungen,  $E$  den Elastizitätsmodul,  $\gamma$  den Gleitmodul und  $m$  die Poisson'sche Zahl. Der erste Index der Schubspannungen  $\tau$  soll die Koordinatenachse bezeichnen, welche senkrecht zu der Ebene steht, in der die Schubkraft wirkt, der zweite Index die Achse, zu welcher die Schubkraft parallel ist.

Für die Platte ist  $\sigma_z = 0$  und der Einfluß der Schub-

spannungen  $\tau_{xz}$  und  $\tau_{yz}$  kann jedenfalls unberücksichtigt bleiben, so daß nur noch der Einfluß der Schubkraft  $\tau_{xy}$  zu betrachten ist.

Setzt man  $\frac{m^2}{m^2-1} \cdot E = \alpha_0$  und  $\gamma = \frac{m}{2(m+1)} \cdot E$ , so ergibt sich für die Spannungen der Platte

$$5) \dots \dots \dots \begin{cases} \sigma_x = \alpha_0 \cdot v \cdot \left( \frac{\delta^2 z}{\delta x^2} + \frac{1}{m} \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} \right), \\ \sigma_y = \alpha_0 \cdot v \cdot \left( \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} + \frac{1}{m} \frac{\delta^2 z}{\delta x^2} \right), \\ \tau_{xy} = \frac{m}{m+1} \cdot E \cdot v \cdot \frac{\delta^2 z}{\delta x \delta y}. \end{cases}$$

Aus den Gleichungen 4) und 5) findet man die elastische Energie

$$6) \dots \mathfrak{U} = 2 \cdot \frac{\alpha_0^2}{E} \cdot \frac{h^3}{12} \cdot \left( 1 - \frac{1}{m^2} \right) \cdot \int_0^{\frac{l_1}{2}} \int_0^{\frac{l_2}{2}} \left[ \left( \frac{\delta^2 z}{\delta x^2} \right)^2 + \left( \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} \right)^2 + \frac{2}{m} \frac{\delta^2 z}{\delta x^2} \cdot \frac{\delta^2 z}{\delta y^2} + \left( 2 - \frac{2}{m} \right) \left( \frac{\delta^2 z}{\delta x \delta y} \right)^2 \right] dx \cdot dy.$$

Wie oben erwähnt, habe ich das letzte Glied dieses Ausdruckes in meinem Buche unberücksichtigt gelassen. Den von diesem Gliede herrührenden Teil der elastischen Energie will ich mit  $\mathfrak{U}_\tau$  bezeichnen.

$$7) \mathfrak{U}_\tau = 2 \cdot \frac{\alpha_0^2}{E} \cdot \frac{h^3}{12} \cdot \left( 1 - \frac{1}{m^2} \right) \cdot \int_0^{\frac{l_1}{2}} \int_0^{\frac{l_2}{2}} \left( 2 - \frac{2}{m} \right) \left[ \frac{\delta^2 z}{\delta x \delta y} \right]^2 dx \cdot dy.$$

$$8) \dots \frac{\delta^2 z}{\delta x \delta y} = \sum_{m'=1}^{m'=\infty} \sum_{n'=1}^{n'=\infty} A_{m'n'} \cdot \left( \frac{2m'-1}{l_1} \pi \right) \cdot \left( \frac{2n'-1}{l_2} \pi \right) \cdot \sin \frac{2m'-1}{l_1} \pi x \cdot \sin \frac{2n'-1}{l_2} \pi y.$$

Die quadratischen Glieder der Quadratsumme in Gleichung 7) haben die Form

$$9) \dots \int_0^{\frac{l_1}{2}} \int_0^{\frac{l_2}{2}} A_{m'n'}^2 \left( \frac{2m'-1}{l_1} \pi \right)^2 \left( \frac{2n'-1}{l_2} \pi \right)^2 \cdot \sin^2 \frac{2m'-1}{l_1} \pi x \cdot \sin^2 \frac{2n'-1}{l_2} \pi y \cdot dy \cdot dx = A_{m'n'}^2 \cdot \pi^4 \cdot \left( \frac{2m'-1}{l_1} \right)^2 \left( \frac{2n'-1}{l_2} \right)^2 \cdot \frac{l_1 l_2}{16}.$$

Die Doppelglieder der Quadratsumme werden Null, weil sie Integrale enthalten

$$\int_0^{\frac{l_2}{2}} \sin \frac{2n'-1}{l_2} \pi y \cdot \sin \frac{2n'+2s-1}{l_2} \pi y \cdot dy = 0.$$

Somit ist

$$10) \dots \mathfrak{U}_\tau = 2 \cdot \frac{\alpha_0^2 \cdot h^3}{192} \cdot \left( 1 - \frac{1}{m^2} \right) \cdot \left( 2 - \frac{2}{m} \right) \cdot \pi^4 \cdot \frac{1}{l_1 l_2} \cdot \sum_{m'=1}^{m'=\infty} \sum_{n'=1}^{n'=\infty} A_{m'n'}^2 (2m'-1)^2 (2n'-1)^2.$$

Ohne Berücksichtigung der Schubspannungen habe ich in dem mehrfach erwähnten Buche für die elastische Energie  $\mathfrak{U}_1$  erhalten

$$11) \mathfrak{U}_1 = 2 \cdot \frac{\alpha_0^2}{E} \cdot \frac{h^3}{192} \cdot \left( 1 - \frac{1}{m^2} \right) \cdot \pi^4 \cdot \left[ \sum_{m'=1}^{m'=\infty} \sum_{n'=1}^{n'=\infty} A_{m'n'}^2 \cdot l_1 \left( \left( \frac{2m'-1}{l_1} \right)^4 + \left( \frac{2n'-1}{l_2} \right)^4 \right) + \frac{2}{m} \cdot \sum_{m'=1}^{m'=\infty} \sum_{n'=1}^{n'=\infty} A_{m'n'}^2 \cdot l_1 \left( \frac{2m'-1}{l_1} \right)^2 \left( \frac{2n'-1}{l_2} \right)^2 \right].$$

Die gesamte elastische Energie  $\mathfrak{U} = \mathfrak{U}_1 + \mathfrak{U}_\tau$  ist somit

$$12) \mathfrak{U} = 2 \cdot \frac{\alpha_0^2}{E} \cdot \frac{h^3}{192} \cdot \left( 1 - \frac{1}{m^2} \right) \cdot \pi^4 \cdot l_1 \cdot \left[ \sum_{m'=1}^{m'=\infty} \sum_{n'=1}^{n'=\infty} A_{m'n'}^2 \cdot \left( \frac{2m'-1}{l_1} \right)^4 + \left( \frac{2n'-1}{l_2} \right)^4 + \frac{2}{l_1^2 l_2^2} \cdot \sum_{m'=1}^{m'=\infty} \sum_{n'=1}^{n'=\infty} A_{m'n'}^2 \cdot (2m'-1)^2 (2n'-1)^2 \right].$$

<sup>\*)</sup> Verlag R. Oldenbourg in München und Berlin, 1911.



Führt man nun diesen Wert  $\mathfrak{A}$  in die Gleichung 1) ein, so ist die Entwicklung ebenso durchzuführen, wie ich dies in meinem Buche getan habe. Es genügt deshalb, wenn diese Entwicklung hier ganz kurz angedeutet wird. Für völlig starre Auflagerung ist die Deformationsarbeit  $\mathfrak{Z}$ .

$$13) \dots \mathfrak{Z} = 2\pi \int_0^{\frac{l}{2}} \int_0^{\frac{l}{2}} z dy \cdot dx = \frac{2 \cdot \pi \cdot l_1 l}{\pi^2}$$

$$14) \dots \mathfrak{A} = -\mathfrak{Z} = \frac{2 \cdot \alpha_0^2}{E} \cdot \frac{h^3}{192} \cdot \left(1 - \frac{1}{m^2}\right) \cdot \pi^4 \cdot \frac{l l_1}{l^2 l_1^2} \cdot \sum_{m'=1}^{\infty} \sum_{n'=1}^{\infty} (-1)^{m'+n'} \frac{A_{m'n'}}{(2m'-1)(2n'-1)} + 2 \cdot \sum_{m'=1}^{\infty} \sum_{n'=1}^{\infty} A_{m'n'}^2 \cdot (2m'-1)^2 (2n'-1)^2 = -\frac{2 \pi \cdot l l_1}{\pi^2} \cdot \sum_{m'=1}^{\infty} \sum_{n'=1}^{\infty} (-1)^{m'+n'} \frac{A_{m'n'}}{(2m'-1)(2n'-1)} B = \frac{192 \cdot \pi \cdot (m^2-1) l_1^2 l^2}{\pi^6 \cdot h^3 \cdot m^2 \cdot E}$$

$$15) B = \frac{l_1^2 l^2 \cdot \sum_{m'=1}^{\infty} \sum_{n'=1}^{\infty} A_{m'n'}^2 \left[ \left(\frac{2m'-1}{l_1}\right)^4 + \left(\frac{2n'-1}{l}\right)^4 \right]}{\sum_{m'=1}^{\infty} \sum_{n'=1}^{\infty} (-1)^{m'+n'} A_{m'n'} \cdot \frac{1}{(2m'-1)(2n'-1)}} + \frac{2 \sum_{m'=1}^{\infty} \sum_{n'=1}^{\infty} A_{m'n'}^2 (2m'-1)^2 (2n'-1)^2}{\sum_{m'=1}^{\infty} \sum_{n'=1}^{\infty} (-1)^{m'+n'} A_{m'n'} \cdot \frac{1}{(2m'-1)(2n'-1)}} = \frac{Z}{N}$$

$$16) \frac{\partial B}{\partial A_{m'n'}} = 0 = -2 A_{m'n'} \cdot \left[ l_1^2 l^2 \left( \left(\frac{2m'-1}{l_1}\right)^4 + \left(\frac{2n'-1}{l}\right)^4 \right) + 2(2m'-1)^2 (2n'-1)^2 \right] \cdot N + (-1)^{m'+n'} \cdot \frac{1}{(2m'-1)(2n'-1)} \cdot Z$$

Dies ist eine homogene Gleichung für  $A_{m'n'}$ , deren Auflösung dadurch ermöglicht wird, daß man  $B$  für  $\frac{Z}{N}$  einsetzt. Die aus ihr berechneten Werte sind also noch mit einem unbekannten Faktor  $\lambda$  zu multiplizieren. Setzt man die gefundenen  $A_{m'n'}$  in Gleichung 15) ein, so ergibt sich  $\lambda = 2$ ;  $A_{m'n'} = \frac{A_{m'n'}}{B}$ .

$$17) \dots A_{m'n'} = \frac{-(-1)^{m'+n'}}{(2m'-1)(2n'-1) \left[ l_1^2 l^2 \left( \left(\frac{2m'-1}{l_1}\right)^4 + \frac{2n'-1}{l} \right) + 2(2m'-1)^2 (2n'-1)^2 \right]}$$

Setzt man für das Verhältnis der Länge  $l$  der Platte zur Breite  $l_1$  die Verhältniszahl  $\mu$   $\mu = \frac{l}{l_1}$ ,

so lauten die Zahlenkoeffizienten der ersten vier Glieder der Reihe 3):

$$\bar{A}_{11} = \frac{-1}{\mu^2 \left[ 1 + \left(\frac{1}{\mu}\right)^4 \right] + 2}; \quad \bar{A}_{21} = \frac{1}{3\mu^2 \left[ 3 + \left(\frac{1}{\mu}\right)^4 \right] + 18 \cdot 3}$$

$$\bar{A}_{12} = \frac{1}{3\mu^2 \left[ 1 + \left(\frac{3}{\mu}\right)^4 \right] + 18 \cdot 3}; \quad \bar{A}_{22} = \frac{-1}{9\mu^2 \left[ 3 + \left(\frac{3}{\mu}\right)^4 \right] + 2 \cdot 81 \cdot 9}$$

Die größten Oberflächenspannungen ergeben sich in der Plattenmitte also in den Punkten  $x=0, y=0, v=\pm \frac{h}{2}$  und können bei Berücksichtigung von vier Reihengliedern, wie ich in meinem Buche entwickelt habe, nach Gleichung 5 geschrieben werden:

$$17) \begin{cases} \sigma_{xo \max} = -\frac{96 \cdot \pi \cdot l_1^2 l^2}{\pi^4 \cdot h^2} \left[ \bar{A}_{11} \left( \frac{1}{l_1^2} + \frac{1}{m l^2} \right) + \bar{A}_{12} \left( \frac{1}{l_1^2} + \frac{9}{m l^2} \right) + \bar{A}_{21} \left( \frac{9}{l_1^2} + \frac{1}{m l^2} \right) + \bar{A}_{22} \left( \frac{9}{l_1^2} + \frac{9}{m l^2} \right) \right] \\ \sigma_{yo \max} = -\frac{96 \cdot \pi \cdot l_1^2 l^2}{\pi^4 \cdot h^2} \left[ \bar{A}_{11} \left( \frac{1}{l_1^2} + \frac{1}{m l^2} \right) + \bar{A}_{12} \left( \frac{9}{l_1^2} + \frac{1}{m l^2} \right) + \bar{A}_{21} \left( \frac{1}{l_1^2} + \frac{9}{m l^2} \right) + \bar{A}_{22} \left( \frac{9}{l_1^2} + \frac{9}{m l^2} \right) \right] \end{cases}$$

Zahlenbeispiel. Eine quadratische Platte von je 2 m Stützweite und 0,1 m Stärke sei an den Rändern auf starre Auflager gelagert und mit 20000 kg/qm belastet. Wie groß sind die größten Normalspannungen, wenn  $m=4$  ist?

$$l=l_1=2 \text{ m}, h=0,1 \text{ m}, \mu=1, \pi_x=20000 \text{ kg/qm} \\ \bar{A}_{11}=-0,25, \bar{A}_{12}=0,00333, \bar{A}_{21}=0,00333, \bar{A}_{22}=-0,000343. \\ \frac{96 \cdot \pi \cdot l_1^2 l^2}{\pi^4 \cdot h^2} = 31520000$$

$$\sigma_{xo \max} = \sigma_{yo \max} = 31520000 \left[ 0,25 \left( \frac{1}{4} + \frac{1}{16} \right) - 0,00333 \left( \frac{1}{4} + \frac{9}{16} \right) - 0,00333 \left( \frac{9}{4} + \frac{1}{16} \right) + 0,000343 \left( \frac{9}{4} + \frac{9}{16} \right) \right] \\ \sigma_{xo \max} = \sigma_{yo \max} = 2166000 \text{ kg/qm} = 216,6 \text{ kg/qcm.}$$

Für dieselbe Platte hatte ich ohne Berücksichtigung des Beitrages der Schubspannung zur elastischen Energie berechnet  $\sigma_{xo \max} = \sigma_{yo \max} = 361 \text{ kg/qcm.}$

Man sieht daraus, daß die genaue Rechnung mit Berücksichtigung der Schubspannungen geringere Werte für die größte Oberflächen-Spannung liefert. Bei dem einfachsten Fall der Platte, den ich hier behandelt habe, können die Schubspannungen auch leicht berücksichtigt werden, dagegen werden sich bei den anderen von mir behandelten Lagerungs- und Belastungsfällen Schwierigkeiten ergeben.

Obwohl nun diese hier gegebene Rechnung genauere Werte liefert als die in meinem Buche niedergelegte, möchte ich die genaue Rechnung nur in den seltenen Fällen empfehlen, in denen tatsächlich nahezu starre Auflager gegeben sind. Sind die Auflager nicht starr, so werden die Oberflächen-Spannungen größer, wie man aus

einem Vergleich der an den Rändern gelagerten, viereckigen Platte mit der an den vier Eckpunkten gelagerten Platte schließen kann, für welche letztere ich erheblich größere Spannungen gefunden habe.

$$(\sigma_{xo \max} = 519,7 \text{ kg/qcm gegen } 361 \text{ kg/qcm}).$$

Da nun im Hoch- und Ingenieurbau fast niemals starre Auflager vorausgesetzt werden dürfen, möchte ich den ungünstigen Einfluß der ungleichmäßigen Nachgiebigkeit der Auflager auf die Spannungen dadurch auszugleichen suchen, daß ich die Schubkräfte bei der Deformationsarbeit unberücksichtigt lasse und damit eine größere Sicherheit in die Rechnung einführe. —

## Deutscher Beton-Verein (E. V.)

### Vorläufige Tagesordnung für die XV. Hauptversammlung

am 26. Februar 1912, vorm. 10 Uhr im Architektenhaus, Berlin, Wilhelm-Straße 92/93, am 27. und 28. Februar 1912 vorm. 10 Uhr im Beethovensaal der Philharmonie, Bernburger-Straße 22a/23.

1. Tag, Montag, den 26. Februar 1912: Innere Angelegenheiten des Vereins (nur für Mitglieder). 1. Jahresbericht des Vorstandes. (Geschäftlicher Teil) 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer, Entlastung des Vorstandes. 3. Neuwahl von vier Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. (Es scheiden aus die Hrn.: Alfred Hüser, Dr.-Ing. M. Koenen, W. Langelott, Otto Meyer). 4. Wahl von drei Rechnungsprüfern (derzeit die Hrn.: Hugo Hüser, Schwenzow, Spithaler). 5. Vorlage des Voranschlages für 1912.

(Nur für ordentliche Mitglieder.) 6. Bericht des Wirtschaftlichen Ausschusses, erstattet von dessen Obmann, Hrn. Rud. Wolle. a) Arbeiterfragen, Betonbau-Arbeitgeberverband, Deutscher Arbeitgeberbund für das Baugewerbe und Tiefbauverband. b) Feuerversicherung. c) Haftpflichtversicherung. d) Betonrundeisen. e) Zement. f) Industrie oder Handwerk und Lehrlingsausbildung. g) Submissions-

Zentrale des Hansabundes. 7. Bericht des Direktors des Deutschen Beton-Vereins, Hr. Reg.-Bmstr. Petry über: „Technische Erfahrungen bei Bauunfällen“. 8. Bericht des Vorstandes über verschiedene geschäftliche Angelegenheiten. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder (die möglichst bis 1. Februar d. J. dem Vorstand bekannt zu geben sind).

2. und 3. Tag, Dienstag, den 27. und Mittwoch, den 28. Februar 1912: Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art. 1. Jahresbericht des Vorstandes. (Allgemeiner Teil). 2. Bericht über die Tätigkeit des Beton- und Eisenbeton-Ausschusses; Ergebnisse der Bimsbetonversuche, Berichterstatter Hr. Dir. O. Meyer. 3. Bericht des Schiedsgerichtsausschusses, Berichterstatter Hr. Rud. Wolle. 4. Mitteilungen: a) über die im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ausgeführten Versuche mit Beton- und Eisenbeton, Berichterstatter Hr. Reg.-Bmstr. Petry, Dir. des Deutschen Beton-Vereins. b) über die Arbeiten des Moor-Ausschusses, Berichterstatter Hr. Alfred Hüser, Vorsitzender des Deutschen Beton-Vereins. 5. Vortrag des Hr. Reg.- und Brl. Schnapp vom kgl. Preuß. Ministerium der öffentlichen Arbeiten über: „Brückenbauten über den Ems-Weser-Kanal“. (Mit Lichtbildern.) 6. Vortrag des Hr. Geh. Baurat Prof. O. Berndt, Darmstadt über: „Einfluß des elektrischen Stromes auf Eisenbeton“. (Mit Lichtbildern.) 7. Vortrag des Hr. Prof. Gary, Gr.-Lichterfelde über: „Versuche mit Stampfbeton verschiedener Zusammensetzung“. (Mit Lichtbildern.) 8. Vortrag des Hr. Geh. Hofrat Prof. Scheit, Dresden und Dr.-Ing. E. Probst, Privatdozent a. d. kgl. Technischen Hochschule in Berlin über: „Untersuchungen an kontinuierlichen Eisenbeton-Konstruktionen“, ausgeführt an der kgl. Sächs. Versuchsanstalt in Dresden. (Mit Licht- und kinematographischen Bildern.) 9. Vortrag: a) des Hr. Bmstr. Meurer der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G. Gelsenkirchen über: „Beton- und Eisenbeton-Arbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube Alma.“ (Mit Lichtbildern.) b) des Hr. Ob.-Ing. Baumstark der Fa. Franz Schlüter, Dortmund über: „Schachtbau- und Versteinerungsverfahren“. (Mit Lichtbildern.) 10. Vortrag des Hr. Dir. Dipl.-Ing. Spangenberg in Karlsruhe und des Hr. Dir. Reg.-Bmstr. a. D. Gehler, Dresden, der Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G. über: „Eine Eisenbetonkuppel von 34m Spannweite“. (Mit Lichtbildern.) „Querbahnsteighalle, Leipzig“. (Mit Lichtbildern.) 11. Vortrag des Hr. Kommerz.-Rat Schwenk, Ulm über: „Den Monumentalbrunnen in Düsseldorf und andere neue Kunststein-Ausführungen“. (Mit Lichtbildern.) 12. Vortrag des Hr. Prof. Mörsch, Dir. der Fa. Wayss & Freytag, A.-G., in Neustadt a. d. Haardt über: „Versuche mit Säulen und deren Berechnung“. (Mit Lichtbildern.) 13. Vortrag des Hr. Dipl.-Ing. Rauer, Leipzig über: „Die internationale Baufach-Ausstellung in Leipzig, 1913“. (Mit Lichtbildern.) 14. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Beton-Erzeugnisse: a) „Neuere Versuche mit umschnürtem Beton“. Referent Hr. Dr.-Ing. Kleinogel, Darmstadt. b) „Einige Brückenbauten“. Referent Hr. Reg.-Bmstr. a. D. Schlukkebie, von der Fa. Hüser & Co. in Oberkassel. (Mit Lichtbildern.) 15. Sind neue Beobachtungen und Erfahrungen bei Beton- und Eisenbetonbauten und Zementarbeiten gemacht? a) Verhalten der Beton- und Eisenbeton-Bauten bei Erdbeben. b) Feuersicherheit und Abbruch von Betonbauwerken usw. 16. Erledigung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen.

Es wird Gelegenheit gegeben, zu technischen und anderen Fragen Mitteilungen zu machen.

Oberkassel (Siegkreis), den 2. Januar 1912.

Für den Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) Alfred Hüser, Vorsitzender.

## Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.)

### Vorläufige Tagesordnung für die XXXV. ordentliche Generalversammlung

am 29. Februar, 1. und 2. März 1912, vorm. 10 Uhr, im Architektenhause zu Berlin, Wilhelm-Straße 92/93.

1. Erstattung des Jahresberichtes durch den Vorsitzenden. 2. Erstattung des Kassenberichtes durch den Kassierer. 3. Wahl der Rechnungsprüfer nach § 12 der Satzungen. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen. 5. Beschlußfassung über eine Satzungsänderung betr. die Festsetzung des Eintrittsgeldes für den Verein. 6. a) Bericht über die Tätigkeit des Vereins-Laboratoriums; b) Wahlen zum Verwaltungsrat des Vereins-Laboratoriums. 7. Berichte der Kommissionen: a) Sand-Kommission; b) Normen-Kommission; c) Kommission für Bindezeit und Volumenbeständigkeit; d) Meerwasser-Kommission; e) Kommission zur Aufstellung einheitlicher Benennungen hydraulischer Bindemittel; f) Kommission zur Aufstellung eines einheitlichen Analysenganges für Portland-Zement (Vorlage des von der Kommission ausgearbeiteten Analysenganges für Portland-Zement); g) Wirtschaftlicher Ausschuß. 8. a) Bericht über die Tätigkeit der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie; b) Wahlen zum Kuratorium der Zentralstelle. 9. Bericht über die im Vereins-Laboratorium ausgeführte Gebrauchsprüfung der Augsb. Nürnberger und der Richter'schen Druckpresse. 10. Bericht über die Tätigkeit a) des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, b) des Ausschusses für Beton-Versuche im Moor. 11. Vortrag des Hr. Reg.-Bmstr. Riepert, Charlottenburg, über „Grundlagen unserer Handels- und Zollpolitik“. 12. II. Bericht über den Stand der im Auftrage des Vereins im kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde ausgeführten Arbeiten zur Erforschung der Konstitution des Portland-Zements. 13. Vortrag des Laboratoriums für Ton-Industrie, Berlin NW. 21: „Welches Chamottefutter ist für Zementbrennöfen zu wählen?“ 14. Mitteilung von Versuchsergebnissen über die Ermittlung einer Höchstaudehnung von Portland-Zement nach kurzer Frist für die Prüfung auf Raumbeständigkeit bei Erhärtung im Wasser und an der Luft. 15. Vortrag des Hr. Dr. Hans Kühl, Groß-Lichterfelde, über „Kalk- und Gipstreiben“. 16. Bericht über die im Jahre 1913 in Leipzig stattfindende Internationale Baufach-Ausstellung. 17. Mitteilungen über bei Anwendung der Rauchgas-Analysen zur Ermittlung des relativen Brennstoffverbrauches erzielte Resultate. 18. Vortrag der Firma Gebr. Pfeiffer, Kaiserslautern, über „Die Doppelhartmühle“. 19. Vortrag der Firma Ad. Bleichert & Co., Leipzig, über „Moderne Transportanlagen in der Ziegel-, Ton- und Zement-Industrie“. 20. Vortrag der Firma Carl Haver & Ed. Boecker, Oelde i. W., über „Draht-Sack-Verschluß“.

Anmeldungen von Vorträgen, sowie Anträge auf Ergänzung oder Abänderung der Tagesordnung werden bis zum 17. Januar 1912 entgegengenommen.

Der Vorstand des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) Dr. Müller, Vorsitz.

Inhalt: Eisenbeton-Konstruktionen der neuen Kathedrale in St. Louis in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika. — Eisenbeton-Brücken im bayerischen Hochland. — Kranbahngestüt in Eisenbeton im Duisburg-Ruhrorter-Hafen. — Berechnung ebener, rechteckiger Platten. — Deutscher Beton-Verein (E. V.). — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.).

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 2.

### Eisenbeton-Konstruktionen der neuen Kathedrale in St. Louis in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika.

Ingenieure: Brussel & Viterbo in St. Louis. (Schluß.)



om Fundament beginnend (vgl. Abbildungen 4 und 5 in No. 1), sind zunächst die Stützen, welche den Kirchenfußboden tragen, in Eisenbeton erstellt. Sie geben ihre Auflast durch Eisenbeton-Einzelplatten an den guten Baugrund ab. Ueber die Stützen sind in der Quere die Deckenträger, in der Längsrichtung Unterzüge

gespannt, die in Eisenbeton mit Einlage eines hohen I-Trägers hergestellt sind. Die Träger liegen in 3,5 bis 4,5<sup>m</sup> Entfernung. Zwischen sie spannen sich die Deckenplatten, die gewölbförmig ausgebildet im Scheitel 7,5<sup>cm</sup>, am Kämpfer 18<sup>cm</sup> Stärke haben.

Den Kern der Säulen, welche die Emporen tragen, bilden ebenfalls Eisenbeton-Stützen. Die Kapellen-Umgänge sind in Eisenbeton überwölbt, teils mit einfachen Tonnengewölben mit oben liegenden Gurtbögen, teils mit kreuzgewölbförmigen Kappen. Auch die großen Vorhallen bzw. die Sakristei zeigen in Emporenhöhe halbkreisförmig gewölbte bzw. flache Decken in Eisenbeton.

In Eisenbeton ausgebildet sind ferner die zu den Emporen hinauf führenden Treppen. Sie haben 1,22<sup>m</sup> Breite im Treppenlauf. Die 15<sup>cm</sup> starke, die Stufen tragende Platte ist mit dem ebenfalls in Eisenbeton ausgebildeten 20<sup>cm</sup> starken Geländer zu einem Träger von J-Form vereinigt, der einseitig eingemauert, sich an den Podesten auf Eisenbetonträger stützt. Auf diese Weise ist eine sehr steife Treppenkonstruktion erreicht.

In den beiden Türmen an der Hauptfront (vergl. Abbildung 1 in No. 1) ist durch Eisenbetondecken in mehreren Geschoßhöhen eine kräftige Aussteifung erzielt. Auch die achtseitigen Helme sind in Eisenbeton ausgebildet. Sie besitzen eine 10<sup>cm</sup> starke Dachschale, die im unteren Teil in 15, im oberen in 30<sup>cm</sup> Abstand mit 6<sup>mm</sup> starken Rundeisen in wagrechtem Sinne armiert ist, während in der lotrechten Ebene in 20<sup>cm</sup> Abstand 12<sup>mm</sup> starke Eisen eingelegt sind.

In Eisenbeton gebildet ist auch der große Bogen in der Hauptfront über dem Eingang von 7<sup>m</sup> Spann-

weite. Seine untere Leibung ist halbkreisförmig, während die obere Begrenzung der Sattelform des anschließenden Daches des Langschiffes entspricht. Die Kämpfer stützen sich auf Längsbalken in Eisenbeton, die auch das anschließende Tonnengewölbe über der Orgelempore tragen, das halbkreisförmig ist, 10<sup>cm</sup> Stärke und oben liegende Längsrippen besitzt. Ueber diesem Tonnengewölbe liegt ein Eisenbeton-Satteldach, ebenfalls 10<sup>cm</sup> in der Dachhaut stark und mit oben liegenden Längspfetten.

Die interessantesten Ausführungen in Eisenbeton stellen die Kuppelkonstruktionen über der Vierung, die beiden symmetrisch zur Hauptkuppel angeordneten kleineren Kuppeln und schließlich die Halbkuppeln über den Apsiden des Querschiffes dar (vergl. den Schnitt, Abbild. 4 in No. 1). Der Konstruktions-Gedanke ist für alle ähnlich, sodaß hier nur die Ausführung der Hauptkuppel etwas näher dargestellt werden soll. Die Abbildungen 6—9 lassen die Anordnung im Einzelnen deutlich erkennen.

Die großen Vierungspfeiler sind bis unter die Kämpferhöhe der Vierungsbögen massiv in Mauerwerk ausgeführt, dann durch kräftige, nach beiden Richtungen armierte Eisenbetonplatten überdeckt, auf welche sich der Fuß der großen Vierungs-Bögen stumpf aufsetzt (natürlich unter Verankerung).

Die Vierungsbögen schließen zwischen sich ein Quadrat von 23,23<sup>m</sup> Seitenlänge im Lichten ein. Die Bögen sind halbkreisförmig und bestehen, wie Abbildung 6 zeigt, aus 2 je 81<sup>cm</sup> breiten Rippen, die längs der oberen und unteren Leibung durch eine 10<sup>cm</sup> starke Platte verbunden sind. Die Abbildung läßt auch die obere Begrenzung des eigentlichen tragenden Teiles der Bogenrippen und ihre Armierung erkennen. Es sei gleich bemerkt, daß die Ausbildung des großen Bogens über dem Haupt-Eingang und der Vierungsbögen für die beiden kleineren Kuppeln eine ganz ähnliche ist.

Um aus dem Quadrat in die Kreisform des Kuppelgrundrisses überzugehen, sind, wie Abbildung 7 zeigt, an den 4 Ecken je 2 Eisenbetonträger unter 45° quer über die Vierungsbögen gelegt (der eine Träger 1 ist in Abbildung 6 näher ersichtlich) und

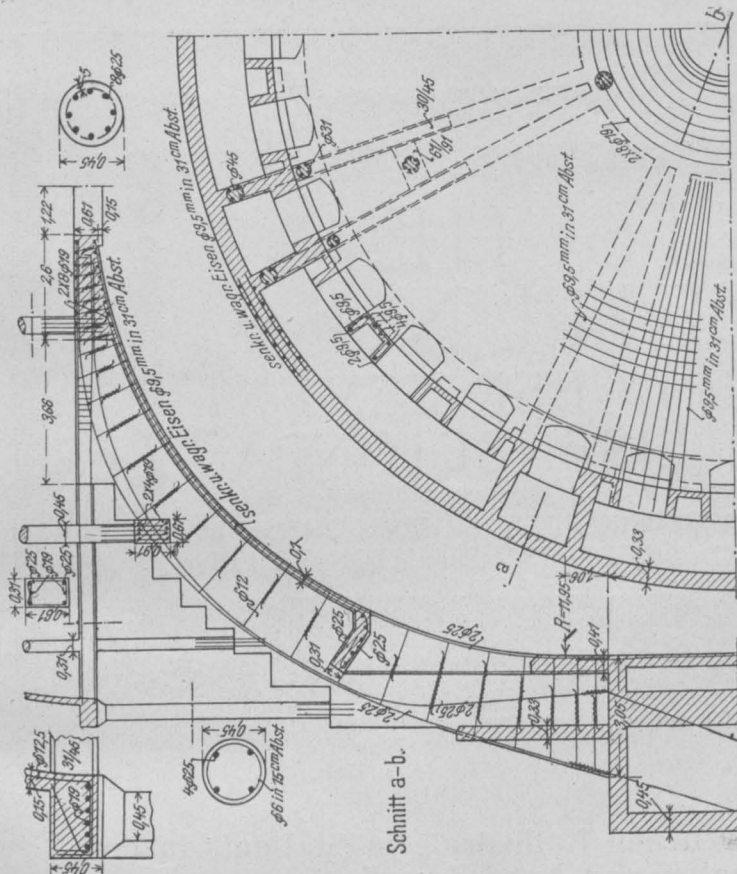


Abbildung 8. Konstruktion der inneren Kuppel.

ebenso sind über dem mittleren Teil der Vierungs-Bögen Wände auf deren Rippen aufgesetzt, sodaß ein achteckiger Grundriß entsteht. An radiale Rippen, die mit diesen Wänden bzw. den übergelegten Trägern fest verbunden sind, ist dann der 2,72 m hohe untere Kuppelring aufgehängt, zu dem sich durch oben liegende Rippen verstärkte Eisenbetonzwickel aus den 4 Ecken des Quadrats herauswölben (Abbildung 7).

Auf den Kuppelring und die sich an ihn anschließende breite wagrechte Platte setzt sich nun die stark überhöhte innere Kuppel von rund 24 m Durchmesser auf, deren 10 cm starke Schale von 8, symmetrisch angeordneten, doppelten oberen Radialrippen getragen wird (Vergl. Abbildung 8). Die Rippen, sowie die nach beiden Richtungen armierte Kuppelhaut, in welche rings herum am Kämpfer Fenster eingeschnitten sind, stützen sich oben gegen einen kräftigen Druckring.

Auf die abgetreppten Hinterflächen der Kuppelrippen bzw. auf von diesen getragenen Eisenbeton-Träger setzt sich nun durch Vermittelung von Eisen-Betonsäulen die obere, äußere Kuppel von rd. 26 m Durchmesser im Grundriß auf. Sie ist, wie die Abbildung 9 zeigt, keine freitragende Kuppelkonstruktion, sondern wird ausgesteift durch wagrechte Ringträger, die

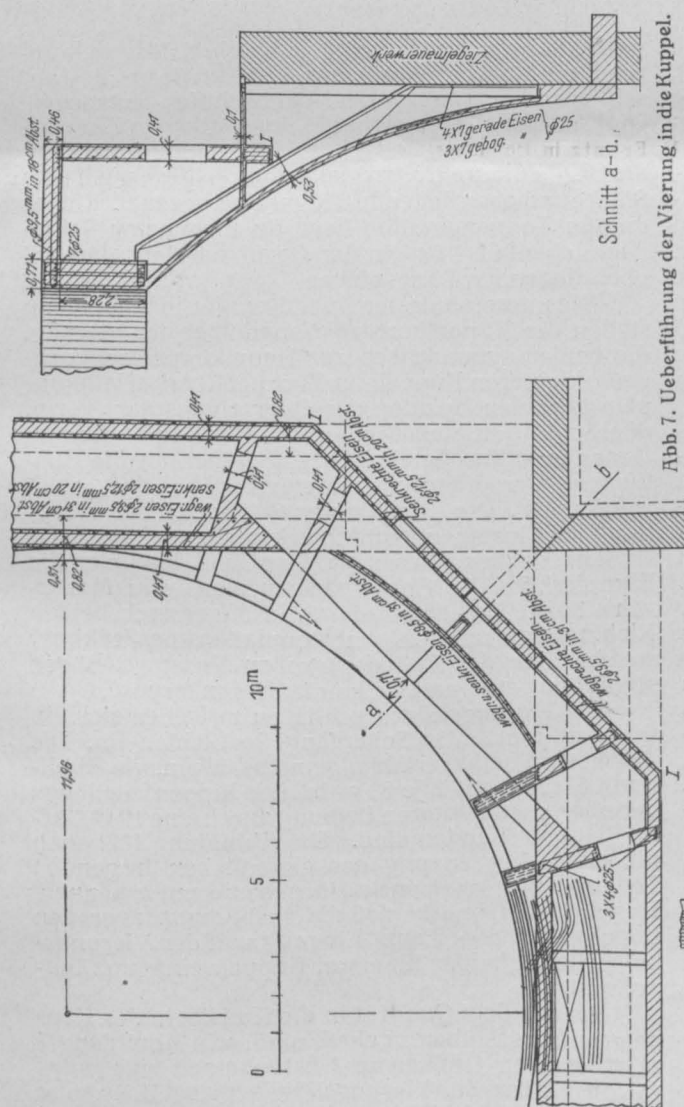


Abb. 7. Ueberführung der Vierung in die Kuppel.

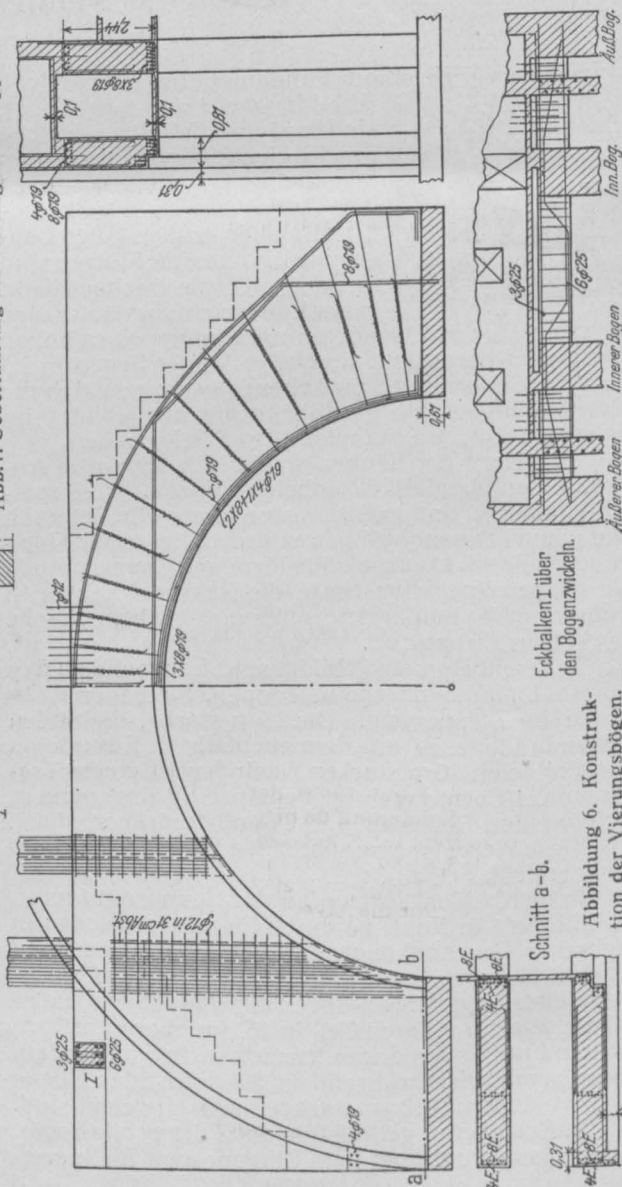


Abbildung 6. Konstruktion der Vierungsbögen.



wie schon erwähnt, von Säulen gestützt werden. Sie besitzt also ein vollständiges inneres Tragge-

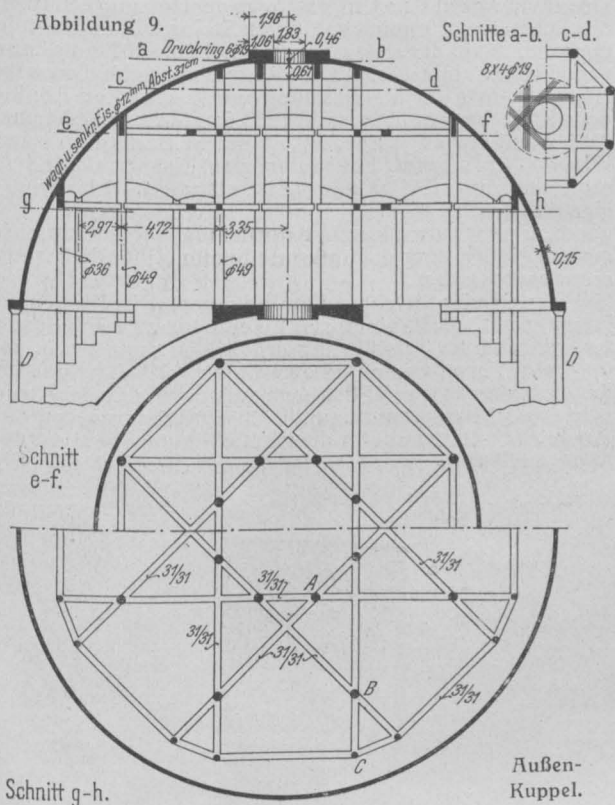
und einem oberen Druckring ausgestattet. In ihrer statischen Wirkung erscheint diese Anordnung nicht ganz klar.

Die beiden seitlichen Kuppeln haben nur 15,4 m Spw., sind dafür aber mit nur 6,5 m Pfeil erheblich flacher gespannt. Sie haben aber nur ihre Eigenlast zu tragen. Die 10 cm starke, nach beiden Richtungen armierte, oben geschlossene Kuppelschale erhielt hier nur am Fuß durch die Umrahmungen der eingeschnittenen Oberlichter eine Aussteifung, sonst aber keine Rippen. Interessant ist die Ausbildung des über der Kuppel liegenden freitragenden Daches. Dieses ist, wie Abbildung 4 in No. 1 erkennen läßt, ein nach der Stirn zu abgewalmtes Satteldach. Die Dachhaut wird getragen von Pfetten parallel zur Dachfirst, die also im abgewalmten Teile geknickt sein müssen. Diese Träger haben bis 16 m freie Spannweite.

Die Halbkuppeln über den Apsiden des Querschiffes stützen sich einerseits auf einen, auf den Umfassungsmauern ruhenden wagrechten Kuppelring, anderseits gegen die untere Leibung der Vierungsbögen. Die Kuppelschale ist durch oben liegende Rippen ausgesteift.

Diese Kuppeln treten nach außen ebenfalls nicht in die Erscheinung, sind vielmehr durch ein halbkugelförmiges Dach abgedeckt, dessen Haut von Pfetten getragen wird, die aber nicht radial angeordnet sind, sondern parallel zur Achse des Querschiffes. Sie zeigen daher in ihrer oberen Begrenzung gekrümmte Form. Der Grund, aus welchem diese in der Ausführung jedenfalls unbequemere Anordnung gewählt wurde, ist nicht ersichtlich. Vielleicht ist es der gewesen, daß die Pfetten bei dieser Anordnung durch parallel begrenzte Streifen des Daches gleichmäßiger belastet werden, als bei radialer Anordnung.

Der Bau zeigt jedenfalls eine ganze Reihe interessanter Konstruktionen. —



rüst. Im übrigen ist sie auch mit einem unteren, von einer Säulenreihe gestützten Fußring (Abbildung 8)

## Zwei Kirchturm-Fachwerke aus Eisenbeton.

Von Ingenieur H. Frantz in Hannover.

**B**eim Bau von Kirchen hat bisher der Eisenbeton, der sich sonst ein so großes Betätigungsfeld erobert hat, verhältnismäßig wenig Verwendung gefunden. Einzelne Konstruktionsteile wie Gewölbe und Kuppeln, für deren Ausführung der geschmeidige Baustoff sich besonders gut eignet, sind allerdings bereits mehrfach aus Eisenbeton hergestellt, für die Haupttragwerke jedoch hat man in den meisten Fällen auf seine Benutzung verzichtet; Wände, Pfeiler, Säulen sind fast stets aus altbekanntem Steinmaterial ausgeführt\*). Daher sind vielleicht die nachfolgend beschriebenen beiden Kirchturmsbauten von Interesse, bei denen dem Stein nur die nebensächliche Rolle der Verkleidung zugewiesen ist, während der Eisenbeton das die sämtlichen Lasten tragende Fachwerk bildet.

Die Liebfrauen-Kirche in Hamm i.W. hat im Jahre 1911 verschiedene Erweiterungen erfahren und als Hauptschmuck einen stattlichen 53,15 m hohen Kirchturm erhalten, dessen hölzerner Helm 17,85 m hoch ist. Der Untergrund an der Baustelle ist für gewöhnliche Gebäude nicht schlecht zu nennen. Unter einer Humusschicht von 0,8—1 m Stärke folgt bis zu einer Tiefe von etwa 2,5 m fest gelagerter, reiner, scharfer Sand, der jedoch mit dem auftretenden Grundwasser allmählich in Schwemmsand übergeht. Die Fundamente der vorhandenen Kirche ruhen auf dem Sande, und da nirgends ein Riß auf ungleichmäßiges Setzen oder auf ein Nachgeben des Bodens schließen ließ, so ist die Gründung der neuen Anbauten in der gleichen Tiefe und gleichen alten, einfachen Weise vorgesehen. Der massive Kirchturm jedoch mit seinen Gewichte von 3040 t gab zu der nicht unberechtigten Befürchtung Veranlassung, daß ein Durchdrücken der Sandschicht und ein ungleichmäßiges Setzen erfolgen könnte. Wollte man nicht zu einer Gründung auf Pfähle greifen, wie es bei dem nahegelegenen Krankenhause geschehen ist, so mußte die Turmlast verringert und der Fundamentfuß verbreitert werden. Weil sich nun in dieser Hinsicht

für die Gründung eine Eisenbetonplatte besonders gut eignete, wurde neben ihrer Anwendung auch die Herstellung eines regelrechten 35,3 m hohen Fachwerkes aus Eisenbeton für den Turm ins Auge gefaßt. Eine Durchrechnung ergab ein Turmgewicht von 1361 t und eine größte Kantenpressung von 2,3 kg/qcm bei einem wagrechten Winddruck von 150 kg/qcm. Die Bauleitung beschloß hierauf wegen dieser günstigen Ergebnisse die Ausführung in der geplanten Weise.

Dem rechteckigen Fachwerksgrundriß von 10,8/6,1 m sind in ihrer Stellung 10 quadratische Säulen angepaßt, deren Querschnitt zwischen 25/25 cm und 75/75 cm wechselt. (Vergl. Abb. 1 u. 2.) Unter der Glockenstube sind vier Streben eingezogen, während in den übrigen Feldern ein Diagonalverband vermieden ist. Die einzelnen Geschosßdecken sind durch die Verbindungsbalken der mittleren Säule in drei Felder geteilt, von denen das zweite immer offen gelassen ist, um dadurch das Baumaterial und die Glocken leicht aufziehen zu können und um hier die Treppen-Anlagen unterzubringen.

Das Eisenbetonfachwerk ist später mit einer 40 cm starken Bruchsteinhaut verblendet worden. Die Bruchsteine werden von Geschoß zu Geschoß von den Eisenbetonbalken getragen und zu ihrer Verankerung sind überall aus dem Beton hervorstehende Rundeisen benutzt. Um auch dem Verkleidungsmaterial der Säulen ein Auflager gewähren zu können, ist in jeder Geschoßhöhe eine 10 cm vorspringende Eisenbetonnase um den Turm herumgeführt.

Die Eiseneinlagen der untersten Säulenreihe greifen tief in die 1 m starke Eisenbetonplatte hinein, so daß Turm und Fundament zu einem einheitlichen Ganzen verbunden sind. Die Eisen der obersten Geschoßsäulen stehen etwa 0,8 m aus der Geschoßdecke hervor. Mit ihrer Hilfe ist die Holzkonstruktion des Turmhelmes verankert, sodaß ein Abheben dieses Turmteiles durch einen Windstoß unmöglich wird. —

Die gleichen Grundgedanken sind bei dem 6,6 · 6,6 m im Fachwerksquerschnitt messenden Turmanbau der St. Simons-Kirche in Minden i. W. (Abb. 3) für die Ausführung maßgebend gewesen, dessen Lasten von vier Säulen in jedem Geschoß getragen werden. Durchgehende Ver-

\*) Anmerkung der Redaktion. Die Ausführung auch von Tragwerken in Eisenbeton bei Kirchenbauten ist doch nicht mehr ganz so selten, wie verschiedene frühere Veröffentlichungen auch bei uns erkennen lassen. —

ankerung der Eisenbetonteile untereinander, Verankerung der Verblendung mit der Eisenbeton-Konstruktion mit-

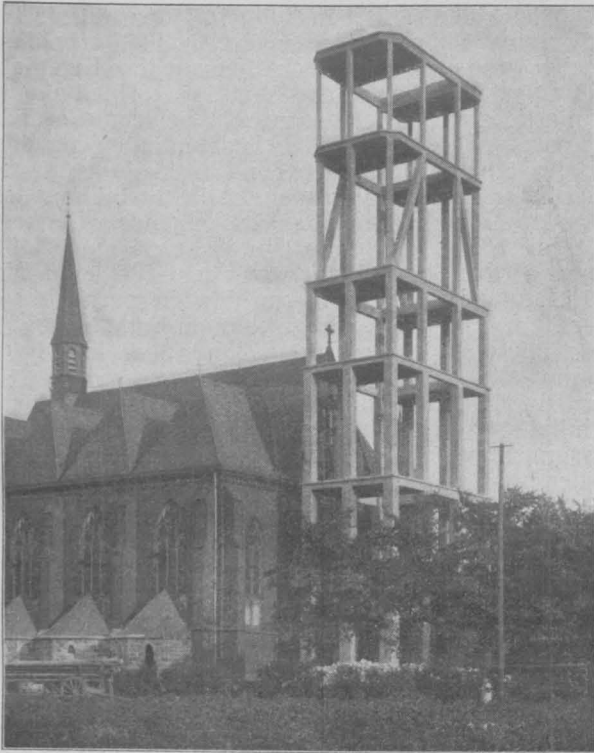
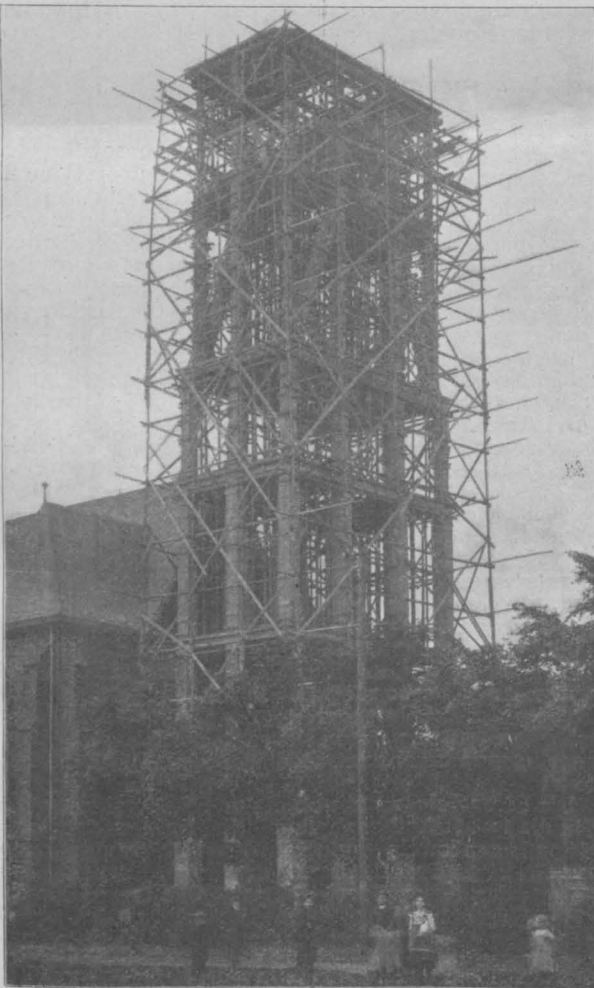


Abbildung 1 und 2. Eisenbeton-Fachwerk des Turmes der Liebfrauen-Kirche in Hamm i. W.



tels einbetonierter Rundeseisen, und Auskrugung der Werksteinauflager von jedem Geschoßbalken aus kennzeichnen die Konstruktion.

Die St. Simeons-Kirche steht auf einer festen und starken Kiesschicht. Der Turm ist 53,5 m hoch, wovon 27 m auf das Eisenbetonfachwerk entfallen. Man wollte den Turmkeller gern zum Unterbringen der Heizung benutzen, die dicken ursprünglich geplanten Steinwände würden jedoch den Raum derartig eingeengt haben, daß für die Lagerung des Heizmaterials kein Platz mehr geblieben wäre. Hier gewährte die Verwendung von Eisenbeton Abhilfe, denn an Stelle der anfangs überall 1,6 m stark vorgesehenen Steinwand stehen jetzt nur 0,4 m starke Betonwände zwischen 1-1 m starken Ecksäulen aus Eisenbeton. Es ist nun nicht nur möglich geworden, ständig 2-3 Ladungen Heizmaterial zu lagern, sondern es konnte auch im Erdgeschoß neben dem Eingang für die Geistlichen ein nicht gerade großer, aber doch ausreichender Aufenthaltsraum eingebaut werden.

Der Gewinn dieser beiden Räume war in Minden der Hauptgrund, als Baumaterial Eisenbeton zu wählen; später während der Ausführung ergab sich dann noch, daß im ersten Turmgeschoß, in dem die Orgel aufgestellt finden soll, der jetzt reichlich vorhandene Raum der Orgel sehr zu statten kommt, und daß eine Empore von hier aus leicht und gefällig in die Kirche hineingebaut werden konnte mit Hilfe von Kragträgern aus Eisenbeton.



Abbildung 3. Eisenbeton-Fachwerk des Turmes der St. Simeons-Kirche in Minden i. W.

Auch dieser Turm ist auf eine Eisenbetonplatte gegründet, wobei sich Kantenpressungen nur in einer Höhe von 2,8 kg/qcm ergaben. Die Platte, regelrecht ausgebildet, bürgt ja an sich schon dafür, daß an Türmen sonst häufig beobachtete senkrechte Risse nicht auftreten können. Außerdem aber sei noch besonders darauf hingewiesen, daß die Balken, welche die Querkkräfte aufzunehmen und die Ausmauerung zu tragen haben, ebenfalls ein Mittel zur Verhütung dieser Risse sind und in Verbindung mit den Podesten eine Queraussteifung darstellen, wie sie sonst massive Türme nicht besitzen.

Was nun die Kosten der beiden mittels Eisenbeton-Fachwerk hergestellten Türme betrifft, so ist zu beachten, daß in Hamm das Zuschlagsmaterial zum Beton sehr teuer ist, und daß in Minden, wo für Kies und Sand ein Mittelpreis gilt, das Steinmaterial verhältnismäßig wenig kostet. Trotzdem übersteigen in beiden Fällen die Baukosten nicht den Preis, der für einen massiven Turm aus reinem Steinmaterial veranschlagt war. Es ist somit anzunehmen, daß in Gegenden, in denen die zur Verfügung stehenden Steine teuer, Kies und Sand aber billiger sind, sich ein Kirchturm in Eisenbeton auch hinsichtlich der Kosten günstiger stellen wird als in der hergebrachten Bauweise.

Es soll schließlich noch daran erinnert werden, daß



einem etwaigen Brand mit der Vernichtung des Turmhelmes sein Ziel gesetzt ist, denn bei den massiven Podesten sind an brennbaren Stoffen in den oberen Geschossen nur die Treppen vorhanden, falls man sie nicht aus Eisen

herzustellen vorzieht. Beide Türme sind von dem Hannoverischen Zweiggeschäft der Berliner Zement-Baugesellschaft Johannes Mueller, Marx & Co., zur vollen Zufriedenheit der Bauleitung ausgeführt. —

## Eisenbeton-Brücken im bayerischen Hochland.

Von Dipl.-Ing. B. Rueb der Firma Leonhard Moll in München (Schluß).



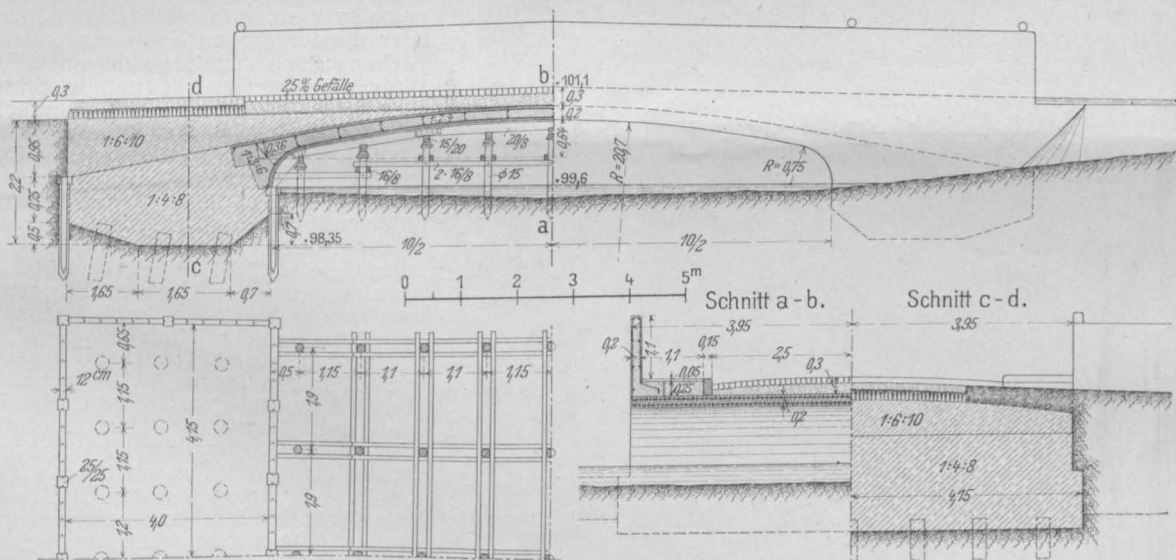
ährend der Herstellung der Brücke über die Ostrach führte die Firma Leonhard Moll gleichzeitig die Tiefenbachbrücke in Polling, einem kleinen Städtchen in Oberbayern, aus. Zwar ist dieses Bauwerk seiner Abmessungen wegen nicht bemerkenswert, umso mehr aber zeigt es, wie oft Eisenbeton-Material mit Vorteil Anwendung finden kann, wo andere Konstruktionsstoffe eine befriedigende Lösung versagen.

Die alte baufällig gewordene Holzbrücke sollte durch einen Neubau ersetzt werden, auf dessen architektonische Gestaltung und harmonische Angliederung an das vorhandene Stadtbild besonders Wert gelegt wurde. Unter Mitwirkung des Vereins für Volkskunst und Volkskunde wurde der Entwurf von der bauleitenden Be-

erhielten einen dreimaligen satten Goudron-Anstrich. Der Gewölberücken und die Stirnmauern dagegen wurden mit Asphalt-Filzplatten wasserdicht abgedeckt.

Die Nutzbreite der Brücke beträgt 7,7 m, wovon 5 m auf die Fahrbahn und je 1,35 m auf die beiderseitig angeordneten Gehwege entfallen. Das Brüstungsgeländer besteht aus 20 cm starken vollen Eisenbetonwänden und endet an beiden Seiten mit flankierenden Anbauten. Ueber diesen sitzen Zierkugeln aus Tuffstein. Die Ansichtsflächen wurden zur Erzielung eines einheitlichen Aussehens mit einem Vorsatzbeton mit Tuffsteinzusatz versehen und gestockt (Vergl. Abbildg. 7). Das Lehrgerüst konnte infolge der geringen Höhe einfach gehalten werden, und die Aufstellung bot keine Schwierigkeiten.

Die statische Untersuchung des Ge-



Abbildungen 6 und 7. Tiefenbach-Brücke in Polling.

hörde ausgearbeitet. Bevor die Firma die Ausführung in Angriff nahm, traf sie jedoch noch einige konstruktive Änderungen und es mußte infolgedessen auch eine neue statische Untersuchung des Gewölbes und der Widerlager aufgestellt werden.

Die Brücke besteht (vergl. Abbildung 6) aus einem flachen eingespannten Parabelbogen mit einer doppelten Armierung von 20 mm Rundeseisen. Sie besitzt eine lichte Weite von 10 m, eine Scheithöhe von nur 64 cm und somit das außergewöhnlich kleine Stichverhältnis von kaum 1/15. Die Gewölbestärke beträgt im Scheitel 20 cm und an den Kämpfern 36 cm. Die Widerlager sind aus Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1:4:8 hergestellt; sie bedurften dem kleinen Stichverhältnis entsprechend großer Abmessungen und mußten zur Herabminderung der Bodenpressung und Sicherung gegen Ausgleiten auf einen Pfahlrost aufgesetzt werden. Gegen Ausspülen sind sie durch Spundwände geschützt. Zur Uebermauerung wurde Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1:4:6, zur Ausfüllung der Gewölbezwickel ein Magerbeton 1:6:10 verwendet. Die mit Erdmaterial in Berührung kommenden Widerlagerflächen

wölbes erfolgte auf graphischem Wege nach Ritter-Culmann. Der Berechnung wurde eine Verkehrslast für Menschengedränge von 360 kg/qm und für Wagenverkehr eine Straßenwalze von 18 t Dienstgewicht mit jeweils 50% Erschütterungszuschlag zugrunde gelegt. Zur Kontrolle wurde auch eine analytische Berechnung durchgeführt und mit Hilfe der Kernmomente wurden die Randspannungen ermittelt. Diese betragen

im Scheitel:

|  |  |
|--|--|
| $\max \sigma_o = 45,25 \text{ kg/qcm}$ | $\min \sigma_o = 10,60 \text{ kg/qcm}$ |
| $\max \sigma_u = 7,77 \text{ „}$       | $\min \sigma_u = -5,94 \text{ „}$      |

am Kämpfer:

|                                       |   |
|---------------------------------------|---|
| $\max \sigma_o = 8,23 \text{ kg/qcm}$ | $\min \sigma_o = -15,92 \text{ kg/qcm}$ |
| $\max \sigma_u = 35,38 \text{ „}$     | $\min \sigma_u = -16,36 \text{ „}$      |

Unter Ausschaltung der Zugspannungen im Beton ergab sich eine größte Eisen-Beanspruchung von 500 kg/qcm. Die Widerlager wurden in der üblichen Weise graphisch untersucht; die größte Bodenpressung unter ihnen beträgt 3,30 kg/qcm. —

## Der Kunstschluß im Tunnelgewölbe.

Von Großherzogl. Bauinspektor Gaber in Heidelberg.

**D**as Gewölbe eines Tunnelringes wird wie jedes andere Gewölbe mit kleiner Spannweite von beiden Kämpfern aus gleichzeitig und gleichmäßig gegen den Scheitel zu hochgemauert und dort geschlossen. Bestehen die Wölbsteine aus Quadern, so erfolgt der Schluß des Tunnelgewölbes meist in fünf und zuletzt drei Schichten, indem von dem fertigen Nachbarring aus nach Fall I in Abb. 1 jeweils die Quader der 3., darauf die der 2. Schicht versetzt werden und sodann schließlich der Stein 1 der Schlußschicht, genau abgepaßt, in der Richtung nach dem fertigen Ring eingeschoben wird. Die Steine werden durch Holzkeile in ihre richtige Lage gebracht, die Weiten von Stoß- und Lagerfuge geregelt, dann wird dünnflüssiger Mörtel eingegossen, bis sämtliche Fugen sicher

Bei der einen Art des Kunstschlusses (Abbildung 2), von Rziha in seiner Tunnelbaukunst erwähnt, wird im Gebirge über der Schlußstelle *a* so viel Raum ausgebrochen, daß, ehe Quader *b* und *c* (Abbildung 1) versetzt werden, der Schlußquader *a* in die Nische im First gehoben und durch Einziehen von Stempeln lotrecht über seinem richtigen Platz gehalten werden kann. Ist bei schlechtem Gebirge die Nische zu verkleiden, so wird die Holzzimmerung auf den Quader selbst abgestützt. Nach Versetzen der beiden Quader *b* und *c* werden die Stempel unter dem Schlußstein entfernt und dieser fällt in die Gewölbe-Oeffnung herunter; gleichzeitig bricht die Holzzimmerung der Nische und deren Gebirge in sich zusammen.

Nach einer anderen Art versetzt man den Stein *c* und lagert auf ihm nach Abbildung 3 den Schlußstein *a*. Erst dann wird der vorletzte Quader *b* eingebracht und jede offene Fuge ausgegossen. Auf Quader *b* stellt man einen Eimer oder Kübel dünnflüssigen Mörtels und befestigt daran einen Draht, der durch die Gewölbeöffnung hängt. Der Schlußstein *a* wird vorsichtig mit Ruckeisen über die Oeffnung gebracht, worauf man ihn herunter fallen läßt. Durch Ziehen an dem Draht fällt der Eimer um und entleert seinen Mörtel, der zum Teil in die noch offenen Stoß- und Lagerfugen des Schlußsteines hineinläuft. Für beide Arten wird das Maß *h'* des Schlußsteines etwas größer genommen, als die Gewölbestärke *h* (Abb. 2), damit die Rückenfläche des ersteren mindestens bündig mit der hinteren Gewölbeleibung wird und keine Vertiefung entsteht, auch wenn der Schlußstein etwa zu tief einsinken sollte. Der über die Innenleibung hervorstehende Teil wird abgespitzt.

Beide Ausführungen sind unbequem und zeitraubend und hinterlassen über dem mangelhaft versetzten Schlußstein einen mehr oder minder großen Hohlraum ohne Auspackung; auch ist naturgemäß eine normale Abdichtung des Gewölbes unmöglich, sodaß ein solcher Kunstschluß immer eine schwache Stelle im Gewölbe sein muß. Es treten häufig unangenehme Störungen und Ueber-raschungen auf; beim Naenser Tunnel fiel nach Rziha der Wölbquader vorzeitig herunter und mauerte den über dem Gewölbe in der Nische noch arbeitenden Maurer lebendig ein. Glücklicherweise stürzte die Auszimmerung der Nische nicht nach und man konnte den Mann durch Hochwinden des Steines wieder befreien.

Einfacher gestaltet sich der Kunstschluß, wie er in den Jahren 1907—1909 bei der Murgtalbahn ausprobt und zurzeit im Königstuhl-Tunnel bei Heidelberg regelmäßig ausgeführt wird (Abbildung 4 und 5). Das Schließen mit fünf Schichten wird von den Ring-Enden gegen die Mitte so lange fortgeführt, bis dort, wo recht wenig über dem Gewölbe ausgebrochen ist, eine Schlußöffnung von etwa 30 · 60 cm verbleibt. Ueber den versetzten Quadern wird in üblicher Weise abgedichtet und die Auspackung aufgesetzt, sodaß das Gebirge gut und sicher verspannt ist. Anstatt nun die Oeffnung im

Gewölbe mit einem Stein zu schließen, wird Beton hinein gepreßt. Der 150 cm hohe Kasten, der in Abb. 4 und 5 sichtbar und in Abb. 6 dargestellt ist, hat einen rechteckigen Querschnitt, ist aus den im Tunnelbau üblichen 5 cm starken Dielen gebildet und wird durch vier starke Winkel-eisen-Rahmen zusammen gehalten. Im Inneren bewegt sich ein Kolben, welcher wie der Kasten mit verzinktem Eisenblech ausgeschlagen ist. Durch zwei rechteckige Löcher des Kastenbodens greifen zwei etwa 160 cm lange Stempel in Vertiefungen des Kolbens und werden dadurch zwangsläufig geführt. Zwischen den beiden obersten Winkel-eisen-Rahmen ist eine durch Brett und Haken verschließbare Oeffnung in der Schmalseite des Kastens vorgesehen.

Nach Beendigung der Auspackung über dem Gewölbe wird der Kasten genau unter die Schlußöffnung und eng an die innere Gewölbeleibung gebracht; zwei beiderseits ausladende Winkeleisen übertragen seine Last auf die Zimmerung und halten ihn entsprechend Abbildung 5 in der richtigen Lage fest. Der Kolben wird ganz nach unten geschoben, die zwei Stempel werden eingezogen und



Abb. 4. Aufnahme der Betonierungsvorrichtung für den Kunstschluß im Tunnel.

voll sind. Reiht sich an den Ringstoß *B'B'* ein fertig ausgebrochener Ring an, so schreitet der Schluß in gleicher Weise fort und das Einfügen des letzten Steines der Schlußschicht am Ring-Ende bietet keine besonderen Schwierigkeiten, da im Nachbarring genügend Arbeitsraum vorhanden ist. Im dem Maße wie das Gewölbe geschlossen wird, wird auch die Rückenfläche abgedichtet und der Raum zwischen Gewölbe und Gebirge ausgepackt.

Weniger einfach vollzieht sich der Wölb-schluß eines Zwischenringes, der als Nachbarring beiderseits fertig gemauerte Stücke hat (Fall II in Abbildung 1). Man ist genötigt, den Schluß in der Richtung von *A* nach *B* und von *B* nach *A* vorzutreiben, sodaß sich der Arbeitsraum gegen die Ringmitte immer mehr verengt und schließlich der Zustand des Falles II sich ergibt, der einen sogenannten Kunstschluß des Gewölbes verlangt. Zwei im Tunnelbau häufig angewandte Arten seien in Kürze beschreiben und sodann werde der beim Bau einiger Tunnel der Murgtalbahn und des Königstuhl-Tunnels bei Heidelberg vom Verfasser angewandte Kunstschluß erläutert.



Vier Mann beginnen gleichzeitig vorsichtig die Winde zu drehen und drücken Stempel, Kolben und Mörtel nach oben. Abbildung 5 zeigt den Anfangszustand, wo die Stempel noch ganz heraus ragen und die Winden am oberen Ende durch einen Spannriegel sich gegenseitig stützen. Sind die Winden ausgelaufen, so wird das Windkeisen mit Holz unterfüttert und weiter gedreht, bis das Eisen an den

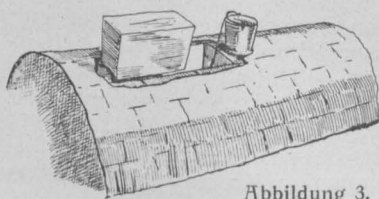


Abbildung 3.

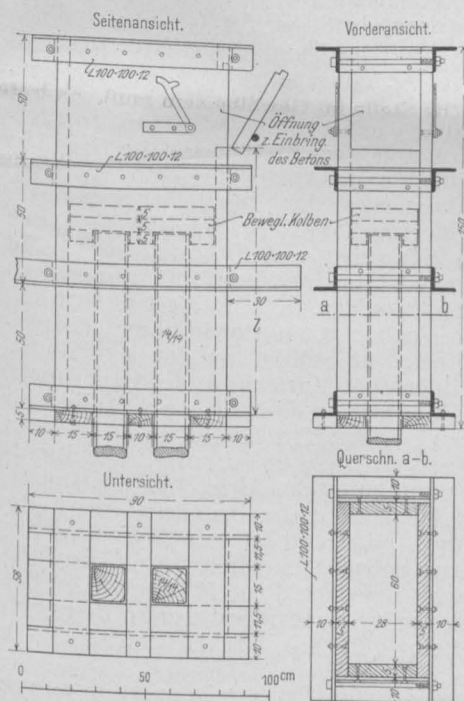


Abbildung 6. Kasten zum Ausbetonieren.

Zum Aufbauen des Kastens brauchen ein Vorarbeiter und vier Maurer etwa drei Stunden, der Mörtel von 1/6 cbm ist in 10 Minuten mit dem Eimer hinauf und der Kelle eingebracht und in weiteren 20 Minuten hochgepreßt. Nach 24 Stunden kann der Kasten abgebaut und sofort an anderer Stelle verwendet werden. Soweit der Mörtelkörper über die Innenleibung hervorsteht, wird er nach vollstän-

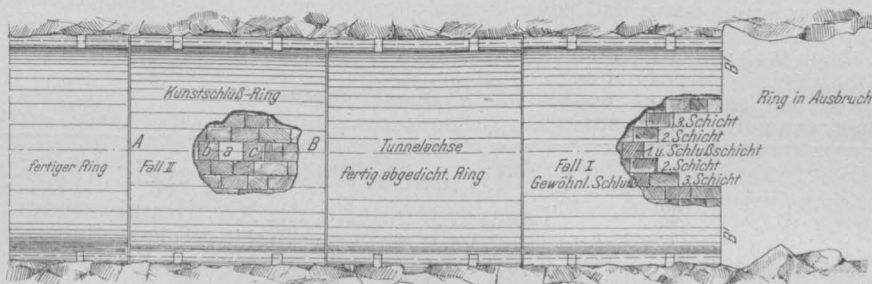


Abbildung 1. Draufsicht auf das Tunnelgewölbe ohne Fels-Ueberdeckung.

Abbildungen 2 und 3.  
Ältere Methode des Kunst-  
schlusses eines Gewölbe-  
ringes im Tunnelbau.

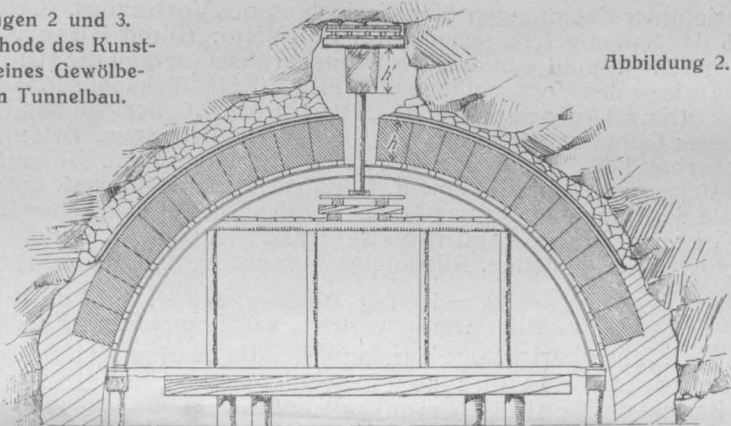


Abbildung 2.

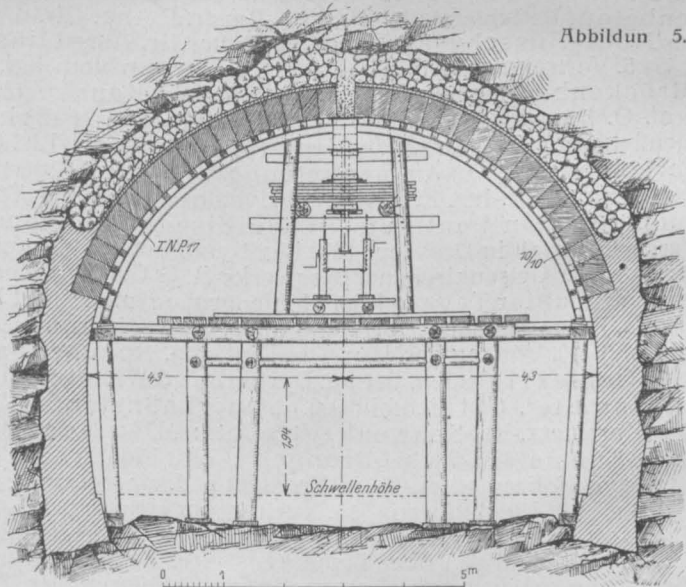


Abbildung 5.

Kastenboden anlangt. Wenn die Höhe  $l$  (Abbildung 6) des von Mörtel angefüllten Innenraumes um etwas mehr als  $10\text{ cm}$  größer ist als der Abstand des Gebirges von der Gewölbe-Innenleibung, so ist nicht nur die Gewölöffnung, sondern auch der Hohlraum darüber mit Mörtel angefüllt. Der Endzustand macht sich nicht durch Hervorquellen von Mörtel aus dem Kasten, sofern ihn die Winkelrahmen dicht genug umschließen, oder durch Anwachsen des Widerstandes beim Drehen bemerkbar; der Mörtel könnte ohne größere Schwierigkeit in die Hohlräume der ringsum anstehenden trockenen Ausmauerung über dem Gewölbe hineingepreßt werden. Der Kasten muß daher reich-

Während früher die Fugen um den Schlußstein größtenteils leer waren, die Abdichtung des Gewölbes darüber unmöglich war und auch in der Auspackung eine Lücke blieb, wird auf diese Art ein sicherer Schluß des Gewölbes, eine zuverlässige Abdichtung der Rückenfläche und eine ordentliche Übermauerung und Verspannung des Gebirges erreicht.

Die Herstellungskosten für den Kasten sind gering, der Arbeitsaufwand ist mäßig, und die Ausführung bequem und frei von Störungen oder Gefahren. —

## Vermischtes.

**Prüfung und Ueberwachung von Eisenbeton-Arbeiten in Preußen.** Der Staatshaushalt für 1912 sieht bei den Personal-Ausgaben der Bauverwaltung die Schaffung zweier neuen ständigen Stellen für Regierungs- und Bau- räte des Ingenieurfaches mit dem vorläufigen Dienstort bei den Regierungen in Hannover und Posen vor, denen, mit Ausnahme der Stadt Berlin, für die ein statisches Büro ja schon früher geschaffen ist, in allen Stadt- und Land-Gemeinden mit staatlicher Baupolizei-Verwaltung die Prüfung der statischen Berechnungen und die Ueberwachung der Ausführung von Eisen- und Eisenbeton-Konstruktionen übertragen werden soll. Begründet wird diese Forderung damit, daß bisher die Prüfung und Ueberwachung dieser Ausführungen in genügender und zweckmäßiger Weise nicht einmal in denjenigen Gemeinden habe ausgeübt werden können, „in denen die Baupolizei durch staatliche Organe ausgeübt wird, weil den Baupolizei-Behörden nur selten gerade in diesem Sonderzweig einge-

hend ausgebildete technische Beamte zur Verfügung standen“. Diese beiden Beamten haben auch diejenigen Entwürfe und Bauausführungen von Konstruktionen genannter Art zu überwachen, die sich auf Errichtung oder Veränderung gewerblicher Anlagen beziehen, bei denen also die zur gewerbepolizeilichen Genehmigung berufenen Beschlußbehörden die Befugnisse der Baupolizeibehörde wahrnehmen.

Weitere Mittel für die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ sieht der preuß. Staatshaushalt für 1912 bei der Bauverwaltung vor. Als 1. Ergänzungssatz werden 40 000 M. gefordert. Im Ganzen werden für die Abschließung der Ausschussarbeiten über den ursprünglichen Plan hinaus 400 000 M. mehr erforderlich. Davon sollen die beteiligten Vereine (Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten, Deutscher Beton-Verein, Verein Deutscher Ingenieure usw.) 200 000 M. aufbringen, Preußen 150 000, das Reich 50 000 M. Die Zahlung soll in 4 Raten erfolgen. Bisher sind vom preußischen Staat bereits 250 000 M., vom Reich 95 000 M. bewilligt worden. —

## Deutscher Beton-Verein (E. V.)

### Tagesordnung für die XV. Hauptversammlung

am 26. Februar 1912, vorm. 10 Uhr im Architektenhaus, Berlin, Wilhelm-Straße 92/93,  
am 27. und 28. Februar 1912 vorm. 10 Uhr in der Philharmonie, im Beethovensaal Berlin, Bernburger-Straße 22a/23.

1. Tag, Montag, den 26. Februar 1912: Innere Angelegenheiten des Vereins (nur für Mitglieder).

1. Jahresbericht des Vorstandes. (Geschäftlicher Teil) 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer, Entlastung des Vorstandes. 3. Neuwahl von vier Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. (Es scheiden aus die Hrn.: Alfred Hüser, Dr.-Ing. M. Koenen, W. Langelott, Otto Meyer). 4. Wahl von drei Rechnungsprüfern (derzeit die Hrn.: Hugo Hüser, Schwenzow, Spithaler). 5. Vorlage des Voranschlages für 1912. (Frühstückspause).

(Nur für ordentliche Mitglieder.) 6. Bericht des Wirtschaftlichen Ausschusses, erstattet von dessen Obmann, Hrn. Rud. Wolle. a) Arbeiterfragen, Betonbau-Arbeitgeberverband, Deutscher Arbeitgeberbund für das Baugewerbe und Tiefbauverband. b) Feuerversicherung. c) Haftpflichtversicherung. d) Betonrunden. e) Zement. f) Industrie oder Handwerk und Lehrlingsausbildung. g) Submissions-Zentrale des Hansabundes usw. 7. Bericht des Dir. des Deutschen Beton-Vereins, Hrn. Reg.-Bmstr. Petry über: „Technische Erfahrungen bei Bauunfällen“. 8. Bericht des Vorstandes über verschiedene geschäftliche Angelegenheiten. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

2. und 3. Tag, Dienstag, den 27. und Mittwoch, den 28. Februar 1912:

Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art.

1. Jahresbericht des Vorstandes. (Allgemeiner Teil). 2. Bericht über die Tätigkeit des Beton- und Eisenbeton-Ausschusses; Ergebnisse der Bimsbetonversuche, Berichterstatter Hr. Dir. O. Meyer. 3. Bericht des Schiedsgerichts-Ausschusses, Berichterstatter Hr. Rud. Wolle. 4. Mitteilungen: a) über die im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ausgeführten Versuche mit Beton- und Eisenbeton, Berichterstatter Hr. Reg.-Bmstr. Petry, Dir. d. Deutschen Beton-Vereins. b) über die Arbeiten des Moor-Ausschusses, Berichterstatter Hr. Alfred Hüser, Vorsitzender des Deutschen Beton-Vereins.

5. Vortrag des Hrn. Reg.- u. Brt. Schnapp vom kgl. Preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten über: „Brückenbauten über den Ems-Weser-Kanal“. (Mit Lichtbildern.) 6. Vortrag des Hrn. Geh. Brt. Prof. O. Berndt, Darmstadt über: „Einfluß des elektrischen Stromes auf Eisenbeton“. (Mit Lichtbildern.) 7. Vortrag des Hrn. Prof. Gary, Gr.-Lichterfelde über: „Versuche mit Stampfbeton verschiedener Zusammensetzung“. (Mit Lichtbildern.) 8. Vortrag des Hrn. Geh. Hofrat Prof. Scheit, Dresden und Dr.-Ing. E. Probst, Privatdozent a. d. kgl. Technischen Hochschule in Berlin über: „Untersuchungen an kontinuierlichen Eisenbeton-Konstruktionen“, ausgeführt an der kgl. Sächs. Versuchsanstalt in Dresden. (Mit Licht- und kinematographischen Bildern.) 9. Vortrag: a) des Hrn. Bmstr. Meurer der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G. Gelsenkirchen über: „Beton- und Eisenbeton-Arbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube Alma.“ (Mit Lichtbildern.) b) des Hrn. Ob.-Ing. Baumstark der Fa. Franz Schlüter, Dortmund über: „Schachtbau- und Versteinerungsverfahren“. (Mit Lichtbildern.) 10. Vortrag des Hrn. Dir. Dipl.-Ing. Spangenberg in Karlsruhe und des Hrn. Dir. Reg.-Bmstr. a. D. Gehler, Dresden, der Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G. über: „Eine Eisenbetonkuppel von 34<sup>m</sup> Spannweite“. (Mit Lichtbildern.) „Querbahnsteighalle, Leipzig“. (Mit Lichtbildern.) 11. Vortrag des Hrn. Kommerz.-Rat Schwenk, Ulm über: „Den Monumentalbrunnen in Düsseldorf und andere neue Kunststein-Ausführungen“. (Mit Lichtbildern.) 12. Vortrag des Hrn. Prof. Mörsch, Dir. der Fa. Wayss & Freytag, A.-G., in Neustadt a. d. Haardt über: „Versuche mit Säulen und deren Berechnung“. (Mit Lichtbildern.) 13. Vortrag des Hrn. Dipl.-Ing. Rauer, Leipzig über: „Die internationale Baufach-Ausstellung in Leipzig, 1913“. (Mit Lichtbildern.)

14. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Beton-Erzeugnisse: a) „Neuere Versuche mit umschürtem Beton“. Referent Hr. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. b) „Einige Brückenbauten“. Referent Hr. Reg.-Bmstr. a. D. Schluckebier, von der Fa. Hüser & Co. in Oberkassel. (Mit Lichtbildern.) 15. Sind neue Beobachtungen und Erfahrungen bei Beton- und Eisenbetonbauten und Zementarbeiten gemacht? a) Verhalten der Beton- und Eisenbeton-Bauten bei Erdbeben. b) Feuersicherheit und Abbruch von Betonbauwerken usw. 16. Erledigung von Anfragen.

Es wird Gelegenheit gegeben, zu technischen und anderen Fragen Mitteilungen zu machen. Die Teilnehmer an der Versammlung werden darauf aufmerksam gemacht, daß im Versammlungslokal ein Fragekasten aufgestellt ist, in welchen Fragen schriftlich niedergelegt werden können, die gegen Schluß der Versammlung zur Verlesung kommen.

NB. Mittwoch, den 28. Februar, 5½ Uhr nachmittags, findet das Festessen mit Damen im Hotel „Der Kaiserhof“ (Eingang Mauerstraße) statt. Anmeldungen dazu werden, außer von der Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins in Oberkassel (Siebkreis), noch vom Büro am Eingange des Versammlungs-Saales entgegengenommen.

**Für den Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) Alfred Hüser, Vorsitzender.**

Inhalt: Eisenbeton-Konstruktionen der neuen Kathedrale in St. Louis in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika. (Schluß.) — Zwei Kirch- turm-Fachwerke aus Eisenbeton. — Eisenbeton-Brücken im bayerischen Hochland. (Schluß.) — Der Kunstschluß im Tunnelgewölbe. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.





ISENBETON-KON-  
STRUKTIONEN IM  
NEUBAU DER STÄD-  
TISCHEN SPARKAS-  
SE ZU FREIBURG IM  
BREISGAU. \* BLICK  
IN DEN KASSEN-  
SAAL. \* ARCHITEK-  
TEN: BAUDIREKTOR  
MAX MECKEL † UND  
C.A. MECKEL IN FREI-  
BURG IM BREISGAU.

=== DEUTSCHE ===

\*\* BAUZEITUNG \*\*  
MITTEILUNGEN ÜBER  
ZEMENT, BETON- UND  
\* EISENBETONBAU \*  
IX. JAHRGANG 1912  
\* \* \* \* NO. 3. \* \* \* \*

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 3.

### Eisenbeton-Konstruktionen im Neubau der Städtischen Sparkasse zu Freiburg im Breisgau.

Verf.: Dipl.-Ing. Alb. Lehr in Fa. Alois Krems in Freiburg i. Br. Unternehmung für Beton u. Eisenbeton.

Hierzu eine Bildbeilage, sowie die Abbildungen Seite 20.



Is vor einigen Jahren die Geschäftsräume der Freiburger Sparkasse infolge des immer größer werdenden Geschäftskreises in keiner Weise mehr den an sie gestellten Anforderungen genügen konnten, entschloß sich die Verwaltung zu einem Neubau. Der Stadtrat hatte bereits im Jahre 1906, das

durch seinen schönen spätgotischen Erker berühmte Haus zum „Walfisch“ (ehemals Falkensteiner Hof) angekauft und ließ im Jahre 1909 mit Zustimmung des Bürger-Ausschusses den Beschluß, in diesem Haus, das infolge seiner zentralen Lage hierzu sehr geeignet erschien, die Sparkasse künftighin unterzubringen.

Die Anfertigung der Pläne für die notwendigen Um- bzw. Neubauten wurden dem inzwischen verstorbenen Baudirektor Max Meckel und dessen Sohn Arch. C. A. Meckel übertragen, die unter Wahrung der charakteristischen Formen des alten Hauses das Neue zweckentsprechend und harmonisch anzugliedern wußten.

Die hierbei nötig gewordenen Eisenbetonarbeiten, auf die hier näher eingegangen werden soll, wurden von der Firma Alois Krems in Freiburg im Breisgau unter der Leitung des Verfassers berechnet und ausgeführt.

Die Ausführungen erstrecken sich auf Decken-, Stützen- und Treppen-Konstruktionen, die weiter nichts Neues bieten, sowie auf ein großes Sternengewölbe über dem Kassensaal, das größeres Interesse beanspruchen darf, auf dessen Konstruktion daher auch näher eingegangen werden soll.

Der Grundriß des Kassensaales mit etwa 300 qm Grundfläche stellt

ein unregelmäßiges Viereck dar (Abbildung 1 auf folgender Seite). Der Architekt wollte hier eine Halle in reichem gotischen Stil schaffen, und so entstand das reich gegliederte Sternengewölbe, das in der Bildbeilage, die einen Blick in den Kassensaal wiedergibt, in die Erscheinung tritt. Mit Rücksicht auf den späteren Zweck dieses Raumes wurden die Stützpunkte im Inneren auf eine möglichst kleine Zahl beschränkt. Die Stellung der vier Säulen war von vornherein derartig bestimmt, daß sie in die Schallertische hineinfielen und weder das Publikum noch die Beamten behindern können. Dadurch ergaben sich aber außerordentlich ungünstige statische Verhältnisse.

Der Längsschnitt, Abbildung 2, und der Querschnitt, Abbildung 3, zeigen die durch diese Anordnung entstandenen Feldweiten. Während in der Längs-

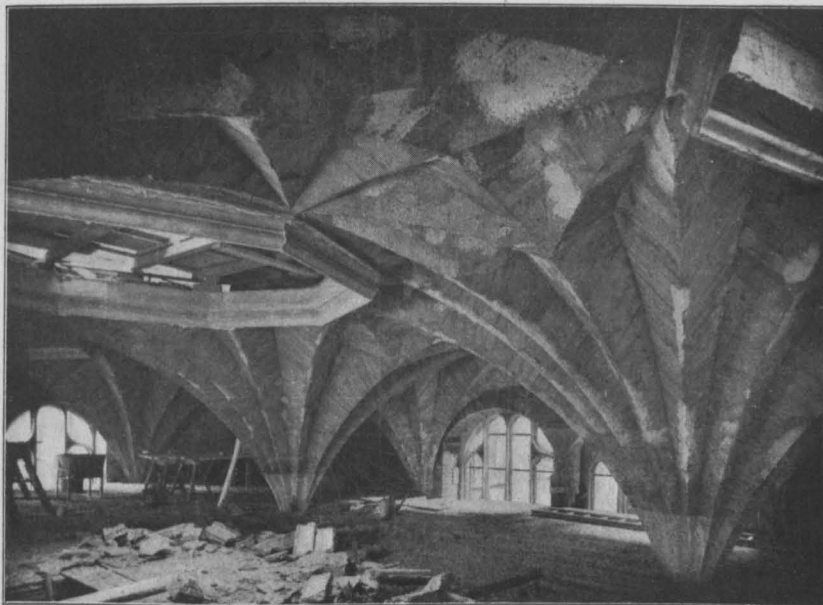


Abbildung 11. Ausgeschaltetes Sternengewölbe des Sparkassensaales.



nur 2,6 m Spannweite entgegenwirken. Als erschwerend kam hinzu, daß in die Mittelfelder je ein achteckiges 10<sup>qm</sup> großes Oberlicht einzubauen war.

Bei der Berechnung der Gewölbe wurde als Belastung neben dem Eigengewicht, das möglichst genau ermittelt wurde, noch eine kleine Nutzlast in Rechnung gestellt.

bestw. 15 · 25 cm. Die stark ausgezogenen Linien des Grundrisses (Abbildung 1) geben ihre Lage an. Diese Rippen wurden nun als Bögen von gegebener Form untersucht, unter Anwendung des Satzes von Winkler, der besagt, daß von allen in einem Gewölbe statisch möglichen Drucklinien diejenige die wirklich richtige ist, welche sich der Mittellinie durchschnittlich am meisten nähert.

Nachdem nun so die Reaktionen der Rippen 1—12 (vergl. die graphische Untersuchung Abbildung 4) ermittelt waren, wurden alle Schrägkräfte, die auf einer Säule zusammentreffen, in ihre lotrechten und wagrechten Seitenkräfte zerlegt. Da nun jeweils 2 Rippen, z. B. 2 und 12, symmetrisch zur Nord-südrichtung liegen, und ihre Horizontalschübe als gleich groß angenommen werden können, so ergibt sich zum Schluß eine wagrechte Mittelkraft, die gegen die Rippe 7 wirkt. Dieser Horizontalschub im Betrag von 2800 kg, mit der Summe der lotrechten Drücke

der Rippen, vermehrt um Dachlast und Gewicht der Oberlichter, zusammenge-  
setzt, ergibt eine schiefge-  
richtete Gesamt-Mittelkraft,  
die am Fuß der Säule aus  
deren Querschnitt heraus-  
tritt. Die Säule, die aus  
Granit besteht, würde also  
zerstört werden, da die Zug-  
spannungen zu groß wer-  
den. Der ungünstige Ein-  
fluß der kleinen Seitenge-  
wölbe kommt hier deutlich  
zum Ausdruck.

Um nun die Konstruktion trotzdem standsicher zu machen, wurde in der Weise verfahren, daß die oben erwähnte Rippe 7 derart biegeugsfest ausgebildet wurde, daß sie den erwähnten Horizontalschub von 2800 kg auf das Mauerwerk zu übertragen imstande war. Die Untersuchung dieser Rippe erfolgte ebenfalls nach Winkler mit dem Unterschied, daß der Horizontalschub  $H$  nach dem

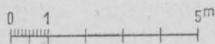
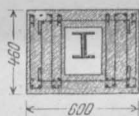
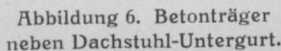
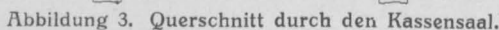


Abb. 2 (oben), Längsschnitt. Abb. 5 (unten), Aufsicht auf die Oberlichtschächte.

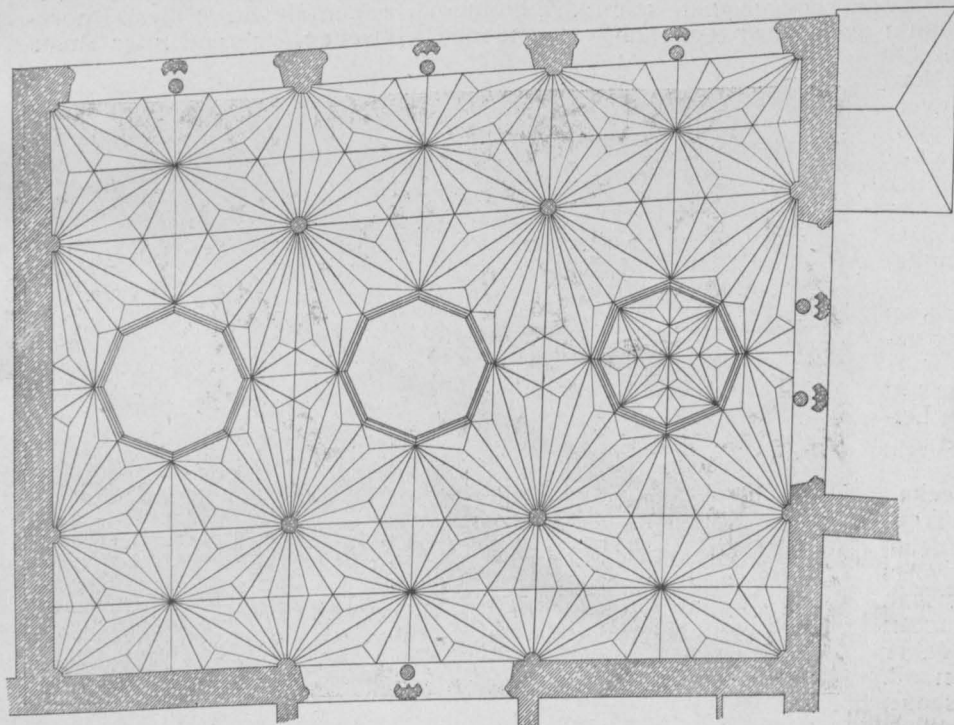


Abbildung 1. Grundriß des Kassensaales.

oben Gesagten bereits gegeben war. Da auf der Nordseite des Gebäudes infolge der großen durchbrochenen Fenster nur verhältnismäßig kleine Mauerpfeiler vorhanden waren, da ferner an dieser Stelle noch zwei Rippen der Seitenöffnungen berücksichtigt werden mußten, so war hier ein etwas bedenklicher Punkt der Konstruktion. Jedoch ergab die sorgfältige statische Untersuchung, unter Berücksichtigung der lotrechten Drücke aus der Dachkonstruktion (ohne Wind und Schneelasten) und dem Eigengewicht des Mauerwerkes, zwar noch ein Heraustreten der Drucklinie aus dem Kern des Pfeilers; jedoch blieben die Beanspruchungen in zulässigen Grenzen.

Die Oberlicht-Umrahmungen wurden als geschlossene Ringe berechnet und konstruiert unter Berücksichtigung der Schübe, die aus den anstoßenden Rippen herrühren.

Zur Erhöhung der Lichtwirkung sollten ursprünglich die etwa 4,5 m hohen Lichtschächte in Monier-Konstruktion auf die Oberlicht-Umrahmungen aufgesetzt werden. Aus statischen Gründen verbot sich jedoch diese Anordnung. Sie wurden deshalb mittels eines Systemes von doppelt armierten Eisenbeton-Trägern unmittelbar auf die Säulen abgestützt (Abbildung 5). Hierbei entstanden einige konstruktive Schwierigkeiten, da der bereits montierte eiserne Dachstuhl hindernd im Wege stand. Um zu vermeiden, daß sich unter Umständen Deformationen desselben, besonders unter dem Einfluß des Windes, auf die Eisenbeton-Konstruktion übertragen, wurde zu beiden Seiten der eisernen Gurtungen je ein Träger angeordnet, die oben und unten durch Querriegel verbunden wurden (Abb. 5 und 6). Die Ermittlung der Beanspruchungen in den Rippen und die Dimensionierung der Eisen-Einlagen erfolgten nach den Formeln, die Mörsch („Der Eisenbetonbau“, zweite Auflage, Seite 131) für Biegungen mit Achsialdruck angibt.

In der Abbildung 7 und 8 ist die Armierung zweier Rippen dargestellt, die sich auch deutlich aus den Aufnahmen (Abbild. 9 und 10, S. 20) erkennen läßt. Abbildung 10 stellt eine Säule von oben gesehen dar mit sämtlichen in ihr zusammenlaufenden Rippen. Besonders deutlich ist auf der rechten Seite des Bildes die stark aus den Gewölbekappen heraustretende Rippe 7 zu erkennen.

Die Einschalung des Gewölbes erforderte die Hauptarbeit. Es waren 773 Lehrbögen nötig, die dank der Unregelmäßigkeit des Grundrisses zum allergrößten Teil von einander verschie-

den waren. Die Ausführung erfolgte im November-Dezember 1910. Bei der Ausschalung, die nach 28 Tagen erfolgte, waren weder Bewegungen der Kämpfer, noch Durchbiegungen des Scheitels festzustellen.

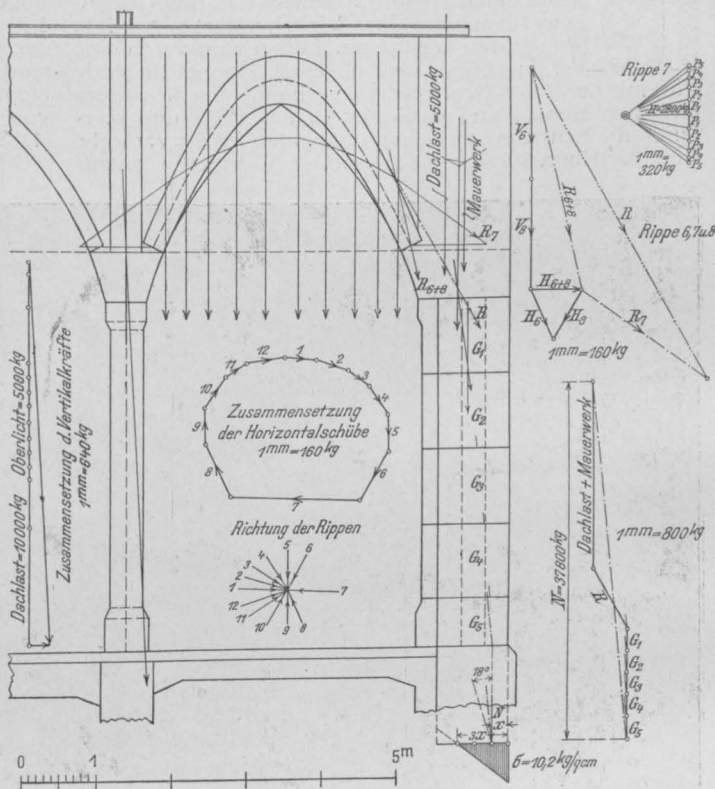


Abbildung 4. Graphische Untersuchung der Gewölbe.

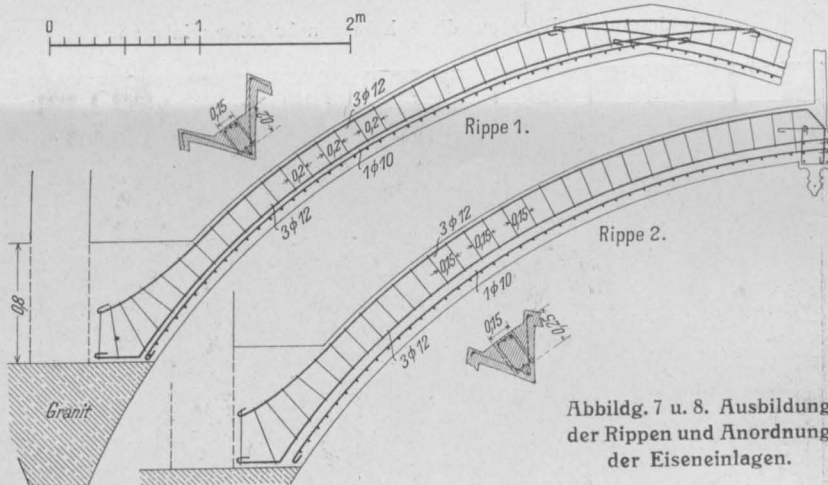
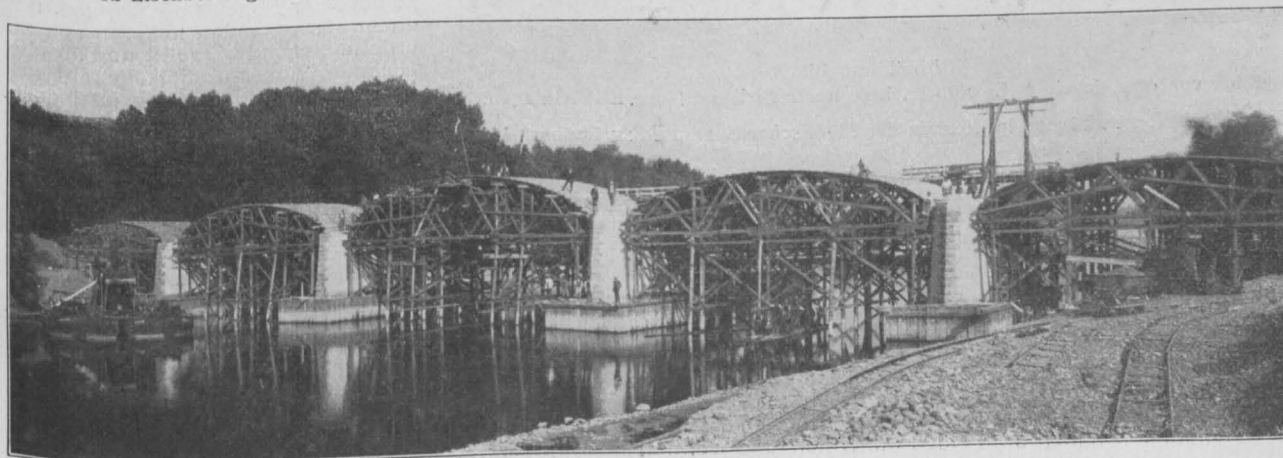


Abbildung 7 u. 8. Ausbildung der Rippen und Anordnung der Eiseneinlagen.

Das ausgeschaltete Gewölbe zeigt Abbildung 11, während unsere Bildbeilage den schönen Eindruck des fertigen Saales wiedergibt. —

In Eisenbeton gewölbte Brücke bei Honnef a. Rh. Aufnahme der Brücke nach Aufstellung der Lehrgerüste.





## In Eisenbeton gewölbte Brücke bei Honnef am Rhein.



onnef lag früher an einer starken Krümmung des Rheins, der hier zwischen seinen Ufern die beiden Inseln Nonnenwerth und Grafenwerth aufwies. Im 18. Jahrhundert begradigte man nun den Rhein, indem man durch eine Längsbuhne das oberhalb Honnef liegende Ufer mit der Insel Grafenwerth verband, den Rheinarm zwischen Honnef und Grafenwerth abschnitt und hierdurch die Fahrrinne zwischen die beiden Inseln verlegte. Um aber Honnef wieder an den Rhein zu bringen, wurde

von je 18 m, die beiden benachbarten von je 22 m und die mittlere eine solche von 26 m, die entsprechenden Korbhogenhöhen bei gleicher Kämpferhöhe sind 2,6, 3,45 und 4,30 m. Die Strompfeiler sind im Fundament zwischen den Spundwänden 14 bzw. 13,5 m lang und 6 bzw. 5,4 m stark, am Kämpfer nur halb so stark und hier 7,2 m lang gleich der Gewölbebreite. Die Höhe bzw. Tiefe in der Mitte von Gewölbescheitel bis zum höchsten Hochwasserstand (1882) beträgt 3,6 m und bis Niederwasser 12 m.

Die Pfeiler und Widerlager sind aus Beton, die 40 bis 47 cm starken Bogen mit den Wangen und den massiven Geländern aus Eisenbeton, die Schneiden der Pfeiler und einige Pfeilerschichten, sowie die Flügelabdeckplatten aus Basaltlava hergestellt. Der Beton wurde zusammengesetzt unter Wasser (Schüttbeton) aus 1 Teil Zement,  $\frac{3}{4}$  Teil Traß und 10 Teilen Rheinkies, über Wasser (Stampfbeton) aus 1 Zement und 10 Rheinkies. Bei den Widerlagern war das Verhältnis 1:15, 1:12 und 1:7, und bei den Bogen 1:3. Verbraucht wurden etwa 4000 cbm Beton und über 20 t Eisen.

Nicht unberücksichtigt gelassen wurde die Anordnung von Temperatur- bzw. Trockenfugen, welche durch die Wangen und Geländer durchgeführt wurden.

Die Spundwände, 6 m hoch an einem Widerlager, 8 bzw. 7,5 m hoch an den Pfeilern, bestanden abwechselnd aus 18 cm starken Pfählen mit Nuten und 12 cm starken Bohlen mit Federn, und konnten nach der Fertigstellung der Brücke auf Niederwasserhöhe leicht, bei dem diesjährigen günstigen Wasserstand sogar z. T. im Trockenstand, abgesägt werden. Die Brückenbahn ist 130 m lang und 8 m breit, davon kommen auf die Fahrbahn 5 m und auf die beiden Gehbahnen je 1,5 m. Die Fahrbahn ist mit Grauwackenkleinpflaster in Zementmörtel gepflastert, von Basaltlava-Bordsteinen begrenzt und die Gehbahnen sind mit 6 cm starken Basaltplatten belegt. Jede Gehbahn überdeckt noch einen Kanal für Gas- und Wasserleitung. Mit ihren Geländern ragen die Gehbahnen 0,5 m über die Gewölbestirn hinweg und erzeugen hierbei eine schöne Schattenwirkung.

Um auch ästhetischen Ansprüchen entgegenzukommen, wurden die Bogen der Brücke als Korbhogen ausgebildet, die mittleren Pfeiler und die Widerlager mit balkonartigen Vorbauten ausgestattet.

Mit Ausnahme der inneren Bogenleibungen wurden alle Sichtflächen mit Vorsatzbeton versehen. Während jedoch zum Vorsatzbeton der Pfeiler zur Erzielung eines dunklen Tones Basaltspalt verwendet ist, wurde zu dem der Bogen und Wangen, um einen abstechenden helleren Ton zu erhalten, auch Kalkspalt und für die Geländer nur Muschelkalkspalt genommen. Die Abtönung ist jedoch ziemlich schwach oder unbedeutend ausgefallen und würde es wohl bezüglich der Dauerhaftigkeit zweckmäßiger gewesen sein, wenn man nur Basaltspalt zu dem Vorsatzbeton verwendet hätte. Die Ansichtsflächen wurden steinmetzmäßig bearbeitet.

Die Kosten der Brücke mit den beiden Rampen und einer 70 m langen Ufermauer auf der Honnefer Seite belaufen sich auf rd. 200 000 M. Schon vor längerer Zeit war ein Projekt zu einer Brücke angeregt und zwar für eine eiserne. In der jetzigen Form wurde ein Entwurf jedoch erst von dem Architekten Ottomar Stein, Baumeister in Honnef, vorgelegt und unter seiner Oberleitung und der örtlichen Leitung des Verfassers von der Firma Helff & Heinemann in Köln sehr rasch zur Ausführung gebracht.

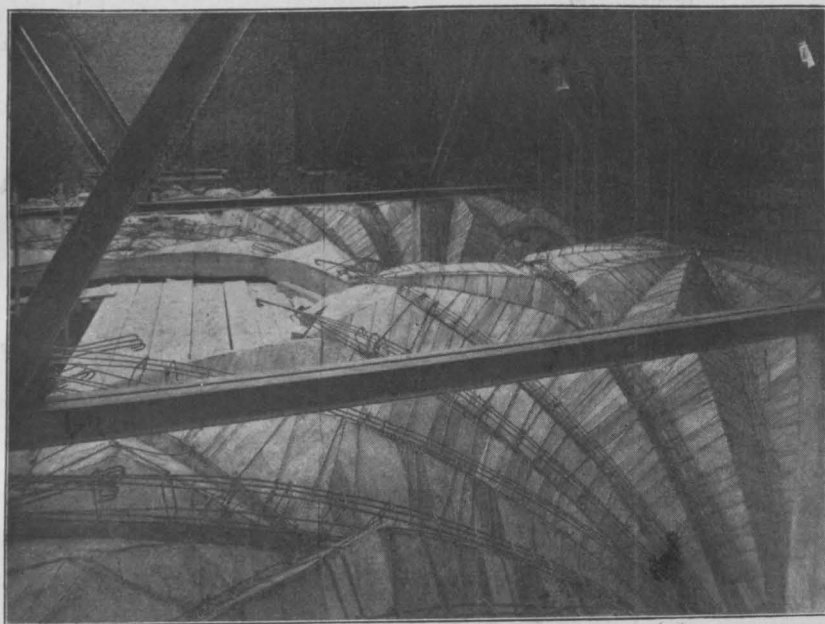


Abbildung 9. Blick auf die Schalung nebst Eiseneinlagen.

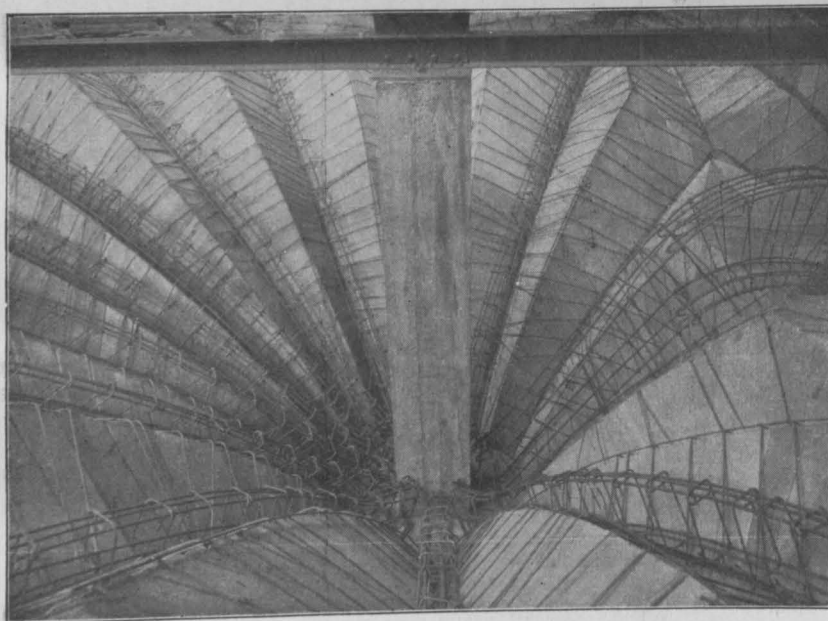


Abbildung 10.

Blick von oben in einen Gewölbetrichter nach Verlegung der Eiseneinlagen.

Eisenbeton-Konstruktionen im Neubau der Städtischen Sparkasse zu Freiburg i. Br.

vor einigen Jahren eine Anlegestelle für Dampfschiffe auf Grafenwerth errichtet und jetzt ist auch eine das Honnefer Ufer mit Grafenwerth verbindende Straßenbrücke auf Kosten der Stadtgemeinde Honnef erbaut worden.

Die Brücke liegt ziemlich genau in der Richtung von der Anlegestelle nach der Mitte der Stadt, wird einerseits durch eine unter 1:22,5 ansteigende, ungefähr 100 m lange Rampe erstiegen, überführt den 100 m breiten Wasserspiegel mit fünf Öffnungen (vier Strompfeiler) und wird andererseits durch eine serpentinartige Rampe 1:30 abwärts mit der Austraße und der oberen Bahnhofstraße, später geradeaus mit dem Kurviertel verbunden. Von den Öffnungen haben die beiden äußersten eine Weite

dritte um 0,5, der vierte gar nicht und der fünfte um 1 mm. Nach der Entlastung verschwanden diese Senkungen wieder vollständig. Ein Bild der fertigen Brücke war bisher noch nicht zu haben. Die Abbildung Seite 19 zeigt die Brücke nach Aufstellung der Lehrgerüste und läßt die schlanke Form der Gewölbe erkennen. — Röhrl.

Hierzu die Abbildungen Seite 23.

Bei diesen Anforderungen wurde von einer Bogen-Konstruktion für die Binder Abstand genommen und für diese eine Rahmen-Konstruktion gewählt. Die Binder sind in Achsweiten von 5 m angeordnet. Ihre Berechnung gestaltet sich wegen der einseitigen Belastung der Rahmenstützen durch die Kranbahn-Träger und dem wegen der Anbauten ungleichmäßig einzusetzenden Winddruck nicht einfach. Wir lassen die Diagramme für die Momente der Binder unter dem Einfluß von Eigenlast und Schnee, sowie von Winddruck rechts und links nachfolgen. Die höchste lotrechte Auflast, die bei ungünstigster Belastung ein Binderfuß aufzunehmen hat, ist rd. 39,58 t, der größte Horizontalschub 8,82 t. Bemerkenswert ist bei der Durchbildung der Rahmen-Binder, auf die wir unter Beigabe von Konstruktions-Zeichnungen noch zurückkommen, daß sie o Fußgelenken ausgeführt sind im mittleren Binderfeld und

Da die Bedingung gestellt war, der Hallenbau müsse an einem Kopfende ohne Schwierigkeiten später verlängert werden können, so war hier der Stirnbinder in derselben Weise wie die Mittelbinder, d. h. freitragend auszuführen.

In den Abbildungen 5—8 sind Ansichten der im Rohbau fertigen Glüherei von außen bzw. innen wiedergegeben. — (Schluß folgt.)



## Einfluß von Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit von Beton.



Daß höhere Temperatur innerhalb gewisser Grenzen die Erhärtung von Portlandzement-Beton beschleunigt und begünstigt, niedere Temperatur sie verzögert und unter Umständen benachteiligt, ist eine durch die praktische Erfahrung bekannte und durch eine Reihe an verschiedenen Stellen ausgeführter Versuche bestätigte Erscheinung. Die Kenntnis dieser Tatsachen hat in der Praxis dazu geführt, daß man dem Einfluß der niederen Temperatur durch Anwärmen der Materialien und des Wassers zu begegnen sucht, bzw. bei sehr starkem Frost Betonierungsarbeiten nicht mehr ausführt, und daß man andererseits bei Beton- und Eisenbetonarbeiten, auf welche während der Erhärtung Frost einwirkt, die Dauer der Frostperiode bei der Bemessung der Ausrüstungszeit nicht in Ansatz bringt, damit dem Beton die Gelegenheit gegeben wird, nach zu erhärten.

Es fehlte aber noch an in größerem Maßstab durchgeführten, auf eine längere Zeitdauer ausgedehnten Versuchen. Der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ hat daher solche im kgl. Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde im Jahre 1911 ausführen lassen, deren Ergebnisse soeben in Heft 13 der Veröffentlichungen des Ausschusses mitgeteilt werden\*). Die Versuche wurden durchgeführt mit zwei langsam bindenden Portland-Zementen, von denen Zement I ein aus Muschelkalk trocken aufbereiteter und im Drehrohrofen gebrannter, während Zement II ein aus Kreide auf nassem Wege hergestellter, im Schachtofen gebrannter Zement war. Ihre Druckfestigkeiten nach der Normenprobe (kombinierte Erhärtung) stellten sich auf 388 bzw. 438 kg/qcm. Der Zement wurde mit Kies von 0–24 mm Körnung im Verhältnis 1:4, für einige Proben auch im Verhältnis 1:8 von Hand gemischt und in die eisernen Würfelformen von 30 cm Kantenlänge erdfeucht bzw. weich eingestampft. Die Prüfung der Proben erfolgte nach 7, 14, 28 und 90 Tagen unter verschiedenen Verhältnissen und zwar gehörten je fünf Probewürfel zu jedem Versuch.

Für beide Zemente wurden dieselben Untersuchungen durchgeführt und zwar für die Mischung 1:4 erdfeucht und weich je folgende Reihen: Das eine Mal wurden die Körper bei Zimmerwärme hergestellt und an der Luft von +15 bis +20° C. gelagert (also unter normalen Verhältnissen) bzw. bei Temperaturen von 0 bis +5°, –5 bis –10°, +25 bis +30° C., das andere Mal wurden die Körper auch gleich bei den entsprechenden höheren oder niederen Temperaturen hergestellt. Die Proben wurden je nach 7, 14, 28 Tagen den Kühl- bzw. Wärmekammern entnommen und bis 90 Tagen Alter bei Zimmerwärme gelagert. Bei den Probekörpern in Mischung 1:8 erfolgte die Herstellung durchweg bei Zimmerwärme, die Lagerung ebenfalls, bzw. bei 0 bis +5°, +25 bis +30° C.

Durch Vorversuche wurde zunächst festgestellt, wie weit die Abbindezeit der beiden Zemente von den Temperaturgraden abhängig ist. Hier wurden die Untersuchungen noch erweitert, indem auch Zement im Zimmer gelagert und angemacht, sodann 3–48 Stunden bei –6 bis –10° C. in der Eisgrube gelagert und hierauf im Zimmer aufgetaut und abge bunden wurde.

Die Versuche bestätigten die Erfahrung, daß Wärme das Abbinden des Portlandzementes beschleunigt, Kälte es verzögert. Die Verzugung machte sich schon bei +5° C. deutlich bemerkbar. Der Zement bindet bei 0 bis +5° C. um so rascher ab, je wärmer er vorher gelagert hat. Hat Zement kalt gelagert, so kann man ihn durch leichtes Anwärmen, sowie durch Anrühren und Erhärten lassen in der Wärme auf die normale Abbindezeit bringen. Je länger der Zement beim Erhärten dem Frost ausgesetzt ist, um so mehr verlängert sich die Abbindedauer, und zwar wächst diese Verzögerung in steigender Progression. Während bei nur dreistündiger Frostdauer eine Temperatur von –6 bis –10° C. auf frisch und bei Zimmerwärme angerührtem Zement nur sehr geringe Wirkung ausübte, hörte bei 12stündiger Frostwirkung das Abbinden nahezu auf. Im übrigen zeigten die beiden Zemente, trotzdem ihre normale Abbindezeit sich nur wenig unterscheidet, verschiedenes Verhalten. Zement II zeigte sich weniger empfindlich gegen Wärme-Änderung als I.

Die Hauptversuche waren ausschließlich Druckversuche. Sie bestätigten das Ergebnis der Vorversuche und zeigten dieselben Erscheinungen auch für den Beton. Die Proben wurden, soweit Zimmerwärme in Betracht kam,

im Laboratorium, für 0 bis +5° C. im Keller, für +25 bis +30° C. im Kesselraum der Zentralheizung der Prüfungs-Anstalt, für die Temperatur unter Null in den Kühlräumen der Berliner Markt- und Kühlhallen-Gesellschaft durchgeführt. Bei den bei Frost hergestellten Proben waren die Materialien bis kurz vor dem Anmachen auch kalt gelagert, das Anmachewasser hatte dagegen +30° C., sodaß die fertige Betonmischung etwa eine Temperatur von 0° C. besaß.

Bei den erdfeucht bei Frost eingestampften Proben zeigten sich bei den im Frost gelagerten schon nach 24 Stunden feine, kurze und anscheinend nicht tiefgehende Risse an der Oberfläche, bei den weich hergestellten Proben dünne Abblätterungen an der Oberfläche. Sämtliche Proben waren bei Entnahme aus dem Kühlhaus abge bunden und zeigten nach dem Auftauen auch keinerlei äußerliche Veränderung.

Die aus fettem Beton hergestellten Proben zeigten nur zum Teil ein etwas anderes Verhalten als die mageren, auch verhielten sich die beiden Zementsorten verschieden. Der Berichtersteller vertritt die Ansicht, daß sich dies aus der verschiedenen Art der Aufbereitung wohl kaum erklären lasse, vielmehr vielleicht auf verschiedene Frische und Reaktionsfähigkeit zurückzuführen sei. Aufschluß können hier nur besondere Versuche bringen.

Die in Zimmertemperatur angemachten und verarbeiteten und erst später verschiedenen Wärmegraden ausgesetzten Probekörper im Mischungsverhältnis 1:4 gaben in ihren Festigkeits-Ergebnissen (die in der Schrift in zahlreichen Tabellen mitgeteilt werden) zu folgenden Schlüssen Veranlassung: Unter allen Verhältnissen erhärtete der erdfeuchte Beton rascher als der weiche, letzterer blieb auch in seiner Endfestigkeit zurück. Kühle Witterung (Temperatur von ± 0 bis +5° C. auf 7, 14, 28 Tage dauernd) hält die Erhärtung des erdfeuchten Betons aus Zement I zurück, zeitweise Kälte (–5 bis –10° C.) beeinflusst die Erhärtung etwas stärker, jedoch keineswegs über die bei einem Bauwerk zulässigen Grenzen. Bei Zement II zeigte sich dagegen in beiden Fällen überhaupt kein ungünstiger Einfluß, der weiche Beton wurde bei kühler Witterung garnicht, bei Frost nur wenig in seiner Erhärtung beeinflusst.

Bei den der Praxis mehr entsprechenden Versuchen mit teils kühl oder warm schon bei Herstellung behandelten Proben zeigte sich, daß der Beton bereits bei geringen Wärmegraden durchaus gut erhärtet, bei hohen Wärmegraden, die gleich auf den frischen Beton einwirken, an Festigkeit etwas einbüßt (namentlich bei dem weichen Beton, wohl infolge Austrocknens). Der bei Kälte angemachte und weiterhin der Kälte ausgesetzte Beton wird sowohl erdfeucht, wie weich erheblich in seiner Erhärtung gehemmt. Je länger die Kälteperiode, um so größer der Einfluß. Bei dem mageren Beton 1:8 zeigte sich bei dem bei Zimmertemperatur verarbeiteten Beton kein nennenswerter Einfluß zeitweise hoher Wärme auf die Endfestigkeit. Zeitweise kühle Witterung erwies sich als günstig, wohl weil sie ein Austrocknen der Oberfläche und damit die Bildung innerer Spannungen verhindert.

Allgemein werden folgende Schlüsse gezogen: durch warmes Wetter wird das Erhärten des Betons beschleunigt, die Endfestigkeit erhöht, vorausgesetzt, daß das Abbinden bei mäßiger Temperatur erfolgt, weicher Beton vor dem Austrocknen, fetter frischer Beton vor starker Wärmestrahlung geschützt wird. Kühle Witterung (etwa +5° C.) schadet der endgültigen Festigkeit in keinem Fall, erhöht sogar umst. Umst. die Festigkeit magerer Mischungen. Vorausgesetzt, daß dabei jedoch, daß der Beton noch in den ersten Monaten seiner Erhärtung Gelegenheit hat, in normaler Temperatur (+15 bis +20° C.) zu erhärten. Geringer Frost (–5 bis –10° C.) schadet dem bei normaler Temperatur erzeugten Beton in seiner Erhärtungsfähigkeit nur wenig, hält aber die Entwicklung der Endfestigkeit zurück. Die Zeit, die der Beton im Frost steht, kommt für seine Erhärtung nicht in Betracht. Er erlangt aber seine natürliche Endfestigkeit, wenn er nach dem Frost genügende Zeit zur Nacherhärtung in normaler Temperatur behält.

Genauere Feststellungen, wann dieser Zeitpunkt eingetreten ist, sind bei den Versuchen allerdings nicht gemacht. Die Ergebnisse verschiedener Versuche lassen erkennen, daß bei 90 Tagen Alter der Proben die der normalen Erhärtung entsprechende Endfestigkeit bereits erlangt war, trotzdem die Körper dem Frost bis zur Dauer von 28 Tagen ausgesetzt waren. Die Versuche lassen jedenfalls erkennen, daß man mit den jetzigen Vorschriften über die Behandlung des Betons bei Wärme und Frost auf dem richtigen Wege gewesen ist. —

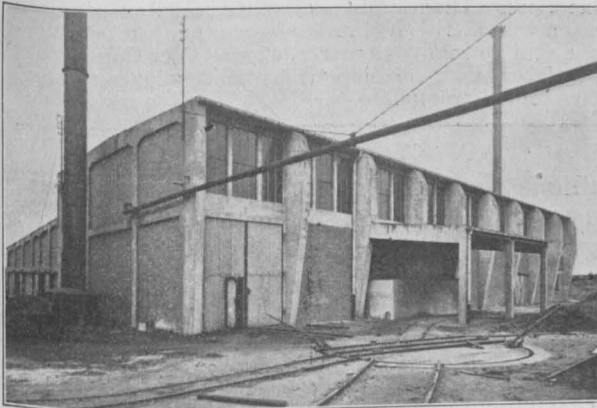
\*) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 13. Versuche über den Einfluß von Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit von Beton. Ausgeführt im kgl. Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde im Jahre 1911. Bericht erstattet von Prof. M. Gary, Abt.-Vorsteher im Mat.-Prüf.-Amt. Berlin 1912. Verlag von Wihl. Ernst & Sohn. Preis geh. 1,60 M.

## Literatur.

Rechnerische Bestimmung und Auswertung der Elastizitätsellipse in ihrer Anwendung auf die Bogenträger. Von Dr. techn. Fritz Postuvanschtz, Baurat im k. k. Handelsministerium u. Dozent a. d. k. k. Hochschule für Bodenkultur in Wien. Fortschritte der Ingenieurwissenschaften II., 22. Heft. IV und 94 Seiten mit 72 Figuren im Text und 3 Tafeln. Leipzig 1910. Verlag von Wilh. Engelmann. Preis geh. 5 M.

Die Anfänge der Theorie einfach gekrümmter Stäbe, wie sie insbesondere bei der Berechnung von Bogenträgern Verwendung findet, fallen mit den Navier'schen Untersuchungen über den Gegenstand zusammen. Seither ist die Theorie durch eine Anzahl namhafter Autoren nach verschiedenen Seiten hin bearbeitet und vervollkommen worden. In der Hauptsache lassen sich drei Richtungen, nach denen das Problem behandelt wurde, unterscheiden. Die erste läuft auf die Integration der Differentialgleichungen der dem spannungslosen Anfangszustande entsprechenden Gruppierung der Stabpunkte hinaus; die zweite benutzt das Prinzip der virtuellen Arbeit bei Formänderungen bezw. die Sätze vom Minimum der Deformationsarbeit; die dritte geht auf die von Cul-

Genauigkeitsgrad erzielt werden kann. Ausgehend von der Betrachtung der Formänderung des Balkenelementes für Biegung, Längs- und Schubkräfte werden zunächst die grundlegenden Betrachtungen über die Ortsveränderung einer mit dem Balken starr verbundenen Fläche und die Formänderung eines einfach gekrümmten Stabes unter der Wirkung einer beliebig gerichteten in der Stabebene liegenden Kraft erörtert. Es wird gezeigt, wie sich die sogen. elastischen Gewichte eines Stabes ähnlich wie die Flächenelemente einer ebenen Figur zu einem Aggregat vereinigen und deren Momente zweiter Ordnung durch eine Zentralellipse, hier Elastizitätsellipse genannt, darstellen lassen; die Verschiebung eines bestimmten Querschnittes unter der Wirkung einer Last ist dann gleich dem statischen Moment der elastischen Gewichte des in Frage kommenden Stabteiles in Bezug auf die Krafttrichtrichtung multipliziert mit dem Abstand des die Verschiebungsrichtung kennzeichnenden Strahles vom Antipol der Krafttrichtrichtung hinsichtlich der zugehörigen Elastizitäts-Ellipse; oder kürzer: die Verschiebung wird durch das Zentrifugalmoment der elastischen Gewichte des in Spannung befindlichen Stabteiles bezüglich der Wirkungslinie der Kraft und der Verschiebungsrichtung ausgedrückt.



Hallenbauten in Eisenbeton für die Baillodhütte in Kattowitz O.-S. Abbildungen 5 bis 8. Ansichten der Glüherei.

mann begründete graphische, durch die Benutzung der sogen. Zentralellipse der elastischen Gewichte gekennzeichnete Methode zurück. Während den analytischen Methoden, besonders für Vertikalbelastung außerordentlich übersichtliche und handliche Formeln zu verdanken sind, zeichnet sich die graphische, in der Hauptsache durch W. Ritter ausgebaut Culmann'sche Methode durch große Anschaulichkeit und Anschmiegungsfähigkeit an alle vorkommenden Belastungsfälle aus, sodaß sie in ihren grundlegenden Betrachtungen für lotrechte und schiefe Belastungen gleich einfach erscheint. Der rein graphischen Methode haften indes gewisse Mängel an, die in der unvermeidlichen Ungenauigkeit der zeichnerischen Auswertung einzelner Momente höherer Ordnung liegen und Ritter selbst empfiehlt in seinem kurz vor seinem tragischen Tode erschienenen Werk über den Bogen die zahlenmäßige Auswertung gewisser Zwischenwerte als Ersatz für die zeichnerische Ermittlung derselben.

Der Verfasser des vorliegenden Werkes unternimmt es nun, die klare und einfache Methode der Berechnung von Bogenträgern mit Hilfe der Elastizitätsellipse für ganz allgemeine Belastungsfälle rein analytisch darzustellen, sodaß bei der rechnerischen Auswertung der dabei zur Verwendung kommenden Größen jeder gewünschte

Hiernach wird der vollwandige unsymmetrische Bogen ohne Gelenke für eine beliebig gerichtete Einzellast untersucht. Daß sich die grundlegenden Betrachtungen für einen Fachwerkbogen nicht ändern, wird später, in einem besonderen Abschnitt, gezeigt. Der Verfasser stellt die Gleichung der Elastizitätsellipse rein analytisch dar, ebenso die Gleichung der Polaren, und bestimmt so die Lage der beiderseitigen Kämpferdrücke in bezug auf das Achsenkreuz der Elastizitätsellipse und die diesen Achsen parallel laufenden Komponenten der Auflagerkräfte. Die Gleichungen, welche der Verfasser für diese Komponenten aufstellt, haben große Ähnlichkeit mit den mit Hilfe der Sätze von den virtuellen Verschiebungen oder der Formänderungsarbeit gefundenen Gleichungen für die Unbekannten  $X$ ,  $Y$  im dreifach statisch unbestimmten System des gelenklosen Bogens; der Unterschied besteht nur darin, daß hier, wenn die Form analog sein soll, nur die Momente allein berücksichtigt werden, während der Verfasser mit Hilfe der Elastizitätsellipse die Längs- und Schubkräfte in die Momentengleichung einbezieht.

An die allgemeine Untersuchung werden interessante Betrachtungen geknüpft, welche sich auf die Lage der Kämpferdrücke bei Drehung der Last um einen festen Punkt beziehen; dann folgt die Untersuchung der Wirkung



eines Kräftepaars auf den Bogen, der Bewegungen der Widerlager und der Temperatur-Änderungen.

In einem besonderen Abschnitt werden einige Sonderfälle, lotrechte und wagrechte Belastung und der symmetrische Bogen behandelt.

Die für den gelenklosen Bogen ermittelten Gesetze und Gleichungen lassen sich auch auf Bogen mit drei, zwei und einem Gelenk anwenden; man braucht nur für das dem Gelenk zufallende elastische Gewicht den Elastizitätsmodul oder das Trägheitsmoment Null zu setzen. Dieser Gedankengang wird bei den erwähnten Bogenarten konsequent durchgeführt; beim Zweigelenkbogen werden die Gleichungen für eine schiefe Einzellast aufgestellt und dann für eine lotrechte Last in der Mitte spezialisiert; dieser Belastungsfall dient dem Verfasser zu Untersuchungen über den Einfluß der Längs- und Querkkräfte auf den Horizontalschub bei parabelförmiger Bogenachse; auch beim Eingelenkbogen wird zunächst der allgemeine Belastungsfall, dann die Wirkung einer lotrechten Einzellast an beliebiger Stelle für den Parabelbogen untersucht.

In einem Anhang finden sich ausführliche analytische Untersuchungen über die Zentralellipse, die Momente zweiter Ordnung von Flächen und die entsprechenden Untersuchungen für die Elastizitätsellipse, von welchen im Hauptteil, um den Gang der Betrachtungen dort nicht aufzuhalten, nur die Ergebnisse übernommen wurden.

Steht ein einseitig festgehaltener Balken unter der Wirkung einer Last, so ergibt sich die interessante Tatsache, daß das freie Balkenende eine Ellipse beschreibt,

wenn sich die betr. Kraft um einen festen Punkt dreht. Erleidet der Kämpferquerschnitt eines gelenklosen Bogens eine Verschiebung (ohne Drehung), so geht die Mittelkraft der im Bogen hierdurch hervorgerufenen Kräfte durch den Schwerpunkt der elastischen Gewichte; dreht sich diese Kraft um den Schwerpunkt, so liegen die entsprechenden Verschiebungen des Endquerschnittes auf einer Ellipse; die Beziehungen dieser Verschiebungs-Ellipse zur Elastizitätsellipse werden in dem erwähnten Anhang noch eingehend untersucht.

Dem Werke sind drei Tafeln beigegeben; die erste enthält in übersichtlicher Zusammenstellung den Gang der Berechnung eines eingespannten symmetrischen Bogens für eine beliebig gerichtete Einzellast, wobei alle Ergebnisse aus dem Hauptteil übernommen sind, sodaß die Rechnung unabhängig von dem letzteren verfolgt werden kann; die zweite und dritte Tafel enthält ein Beispiel aus der Praxis, die Untersuchung eines Dückers, bei welchem Wasser-Innendruck und Erddruck von außen in schief gerichteten Lasten zu berücksichtigen waren.

Bei den Untersuchungen geht der Verfasser, abgesehen von dem Grundgedanken, völlig eigene Wege; das Buch ist sehr klar geschrieben, die Figuren sind trotz der Verkleinerungen sehr sauber und deutlich. Wer sich über die landläufige Theorie hinaus, weiter mit Bogenträgern befassen will oder wen einzelne bekannte Resultate, Vergleiche und Formeln in anderer, eigenartiger Darstellung interessieren, dem sei die vorliegende gediegene Arbeit angelegentlich empfohlen. —

G. Kapsch.

## Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.)

### Tagsordnung für die XXXV. ordentliche Generalversammlung

am 29. Februar, 1. und 2. März 1912, vorm. 10 Uhr, im Architektenhause zu Berlin W., Wilhelm-Straße 92/93.

1. Erstattung des Jahresberichtes durch den Vorsitzenden. 2. Erstattung des Kassenberichtes durch den Kassierer. Ref.: Hr. Dir. P. Siber-Stettin-Bredow. 3. Wahl der Rechnungsprüfer nach § 12 der Satzungen. 4. Beschlußfassung über Satzungsänderungen. 5. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen. 6. a) Bericht über die Tätigkeit des Vereins-Laboratoriums. Ref.: Hr. Dr. F. Framm-Karlshorst; b) Wahlen zum Verwaltungsrat des Vereins-Laboratoriums.

7. Berichte der Kommissionen: a) Sand-Kommission. Ref.: Hr. Dir. Dr. C. Goslich-Züllchow; b) Normen-Kommission. Ref.: Hr. Dr. August Dyckerhoff-Amöneburg; c) Kommission für Bindezeit und Raumbeständigkeit. Ref.: Hr. Dr. O. Strebel-Hemmoor a. O.; d) Meerwasser-Kommission. Ref.: Hr. Dir. Dr. C. Goslich-Züllchow; e) Kommission zur Aufstellung einheitlicher Benennungen für hydraulische Bindemittel. Ref.: Hr. Patentanwalt E. Cramer-Berlin; f) Kommission zur Aufstellung eines einheitlichen Analysenganges für Portland-Zement (Vorlage des von der Kommission ausgearbeiteten Analysenganges für Portland-Zement). Ref.: Hr. Dr. F. Framm-Karlshorst; g) Wirtschaftlicher Ausschuß. Ref.: Hr. Gen.-Dir. von Prondzynski-Groschwitz.

8. a) Bericht über die Tätigkeit der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie. Ref.: Hr. Reg.-Bmstr. Riepert-Charlottenburg; b) Wahlen zum Kuratorium der Zentralstelle. 9. Bericht über die im Vereins-Laboratorium ausgeführte Gebrauchsprüfung der Augsburg-Nürnberger und der Richter'schen Druckpresse. Ref.: Hr. Dr. F. Framm-Karlshorst. 10. Bericht über die Tätigkeit a) des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“. Ref.: Hr. Dir. Dr. C. Goslich-Züllchow; b) des Ausschusses für Beton-Versuche im Moor. Ref.: Hr. Dr. August Dyckerhoff-Amöneburg. 11. II. Bericht über den Stand der im Auftrage des Vereins im kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde ausgeführten Arbeiten zur Erforschung der Konstitution des Portland-Zementes (mit Lichtbildern). Ref.: Hr. Dipl.-Ing. E. Wetzlar-Groß-Lichterfelde.

12. Vortrag des Hrn. Priv.-Doz. Dr. Jänecke-Hannover: Ueber die Konstitution der Portland-Zementklinker (mit Lichtbildern). 13. Vortrag des Hrn. Reg.-Bmstr. Riepert-Charlottenburg, über „Grundlagen unserer Handels- und Zollpolitik“. 14. Was bringt die Reichsversicherungsordnung wesentlich Neues? Ref.: Hr. Justizrat Dr. Neißer Syndikus der Textil-Berufsgenossenschaft, Breslau. 15. Vortrag des Laboratoriums für Ton-Industrie, Berlin NW. 21: „Welches Chamottefutter ist für Zementbrennöfen zu wählen?“ (Mit Lichtbildern). 16. Mitteilung von Versuchsergebnissen über die Ermittlung einer Höchstaudehnung von Portland-Zement nach kurzer Frist für die Prüfung auf Raumbeständigkeit bei Erhärtung im Wasser und an der Luft. Ref.: Hr. Prof. Dr. Rudolf Dyckerhoff-Amöneburg. 17. Vortrag des Hrn. Dr. Hans Kühl, Groß-Lichterfelde, über „Kalk- und Gipstreifen“. 18. Bericht über die im Jahre 1913 in Leipzig stattfindende Internationale Baufach-Ausstellung. (Mit Lichtbildern). Ref.: Hr. Dipl.-Ing. Rauer-Leipzig. 19. Mitteilungen des Hrn. Dr. Hans Kühl-Groß-Lichterfelde über die Bestimmung des relativen Brennstoffverbrauches von Drehöfen mittels der Rauchgas-Analyse. 20. Vortrag der Firma Gebr. Pfeiffer, Kaiserslautern, über „Die Doppelhartmühle“. 21. Vortrag der Firma F. L. Smidth-Kopenhagen: Mitteilungen über den „Exilor“ zum Packen von Portland-Zement in Säcke und Fässer (mit Vorführung kinematographischer Aufnahmen). 22. Vortrag der Firma Ad. Bleichert & Co., Leipzig, über „Moderne Transportanlagen in der Ziegel-, Ton- und Zement-Industrie“. (Mit Lichtbildern). 23. Vortrag der Firma Carl Haver & Ed. Boecker, Oelde i. W., über „Draht-Sack-Verschluß“.

NB. Eintrittskarten für Interessenten sind beim Vorsitzenden des Vereins bis spätestens 26. Febr. 1912 schriftlich anzufordern. Am Donnerstag, den 29. Februar 1912, nachmittags pünktlich 4½ Uhr, findet ein gemeinschaftliches Essen im Hotel „Der Kaiserhof“ am Wilhelmsplatz statt. Anmeldungen bis zum 26. Februar an den Vorsitzenden.

**Der Vorstand des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.)** Dr. Müller, Vorsitz.

Inhalt: Eisenbeton-Konstruktionen im Neubau der Städtischen Sparkasse zu Freiburg im Breisgau. — In Eisenbeton gewölbte Brücke bei Honnef a. Rhein. — Hallenbauten in Eisenbeton für die Baildonhütte in Kattowitz O.-S. — Einfluß von Kälte und Wärme auf die Erhaltungsfähigkeit von Beton. — Literatur. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) —

Hierzu eine Bildbeilage: Eisenbeton-Konstruktionen im Neubau der Städtischen Sparkasse zu Freiburg i. Breisgau.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 4.

### Hallenbauten in Eisenbeton für die Baildonhütte in Kattowitz O.-S.

Entwurf und Ausführung Gebr. Huber in Breslau. (Schluß.)

**A**nschließend an die in No. 3 gegebene Beschreibung der allgemeinen Anordnung des Glühereigebäudes sei noch auf einige Einzelheiten der Konstruktion näher eingegangen. Es ist schon erwähnt worden, daß im mittleren Binderfeld durch Dachbalken und Dachhaut durchgehende Dehnungsfugen nach dem System des Gelenkträgers angeordnet sind. Abbildung 9 läßt diese Anordnung erkennen, die von der meist üblichen abweicht, nach welcher man die Dehnungsfugen in eine Binderachse legt und dann hier zwei nebeneinander gestellte, nicht miteinander verbundene Binder anordnet. Hier ist aus dem Mittelfeld durch 2 Fugen ein 3 m breites Stück herausgeschnitten, das beiderseits auf den überstehenden Enden der Konstruktion frei aufgelagert ist, so daß vollkommen freie Beweglichkeit gesichert ist. Durch kielförmiges ineinandergreifen der Balkenenden ist dabei Sicherheit gegen seitliche Verschiebung geschaffen, und durch Ausfüllen der Fuge in den Platten mit Fensterkitt die erforderliche Dichtigkeit.

Die Abbildung zeigt den Grundriß der Anordnung, die Fugen der Dachplatte und der Traufbalken. Genau in derselben Weise sind auch die Fugen in den Balken über den Fensterstürzen ausgebildet, nur daß diese Balken 70 bzw. 89 cm Höhe besitzen. Etwas anders gestaltet sich die Ausbildung der Fugen im Laternenaufsatz, da hier noch ein Zwischenbinder vorhanden ist. Die Fugen sind hier in die Mitte zwischen die Binder gerückt, so daß die überstehenden Enden der Dachflächen bzw. Balken gleich lang werden. Dargestellt ist in den Abbildungen

nur der Schnitt durch die Laternen-Dachfläche. Die Anordnung ist in den 20 cm hohen Traufbalken der Laternen und den diese stützenden 80 cm hohen Balken im Prinzip die gleiche.

Abbildung 10 zeigt die Ausbildung der Rahmenbinde und ihre Eisen-Armierung. Wie aus dem Querschnitt, Abb. 2 in No. 3, S. 21, hervorgeht, ist die Anordnung nicht ganz symmetrisch, vor allem die Belastung durch Anbauten eine etwas verschiedene. Auf die Gesamtbelastung der Rahmen ist dieser Einfluß jedoch nicht so groß, so daß die Armierung in beiden Binderhälften eine symmetrische ist. Ein Vergleich mit der in Abbildung 11 wiedergegebenen graphischen Darstellung der Momente (für Eigengewicht, Eigengewicht und Schnee, Kranlasten, Winddruck rechts und links und schließlich die für die ungünstigste Zusammenfassung aller Lasten) läßt den

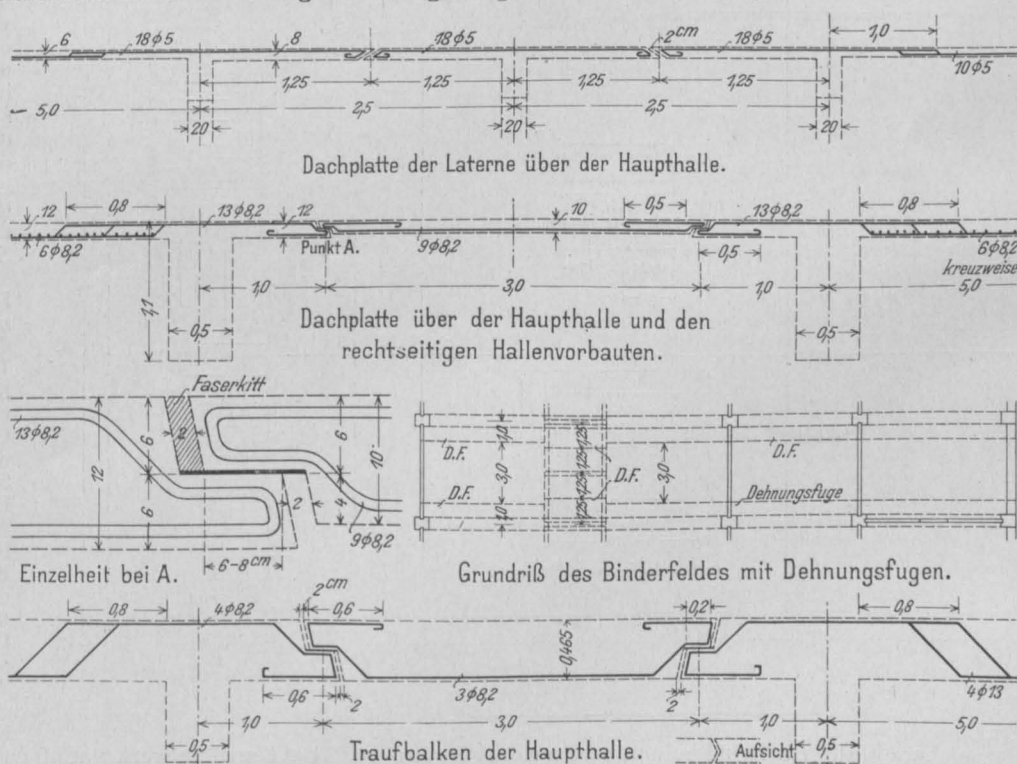


Abbildung 9. Anordnung der Ausdehnungsfugen.



Zusammenhang zwischen äußeren Kräften und Querschnittsänderung bzw. -Armierung klar erkennen.

Die Binderfüße stützen sich auf Fundamentblöcke,

wegungsfreiheit verbleibt. Die Kranbalken sind auf Konsolen aufgelagert, die zur Aufnahme der Scherkräfte mit zahlreichen Bügeln in die Binderschenkel eingreifen

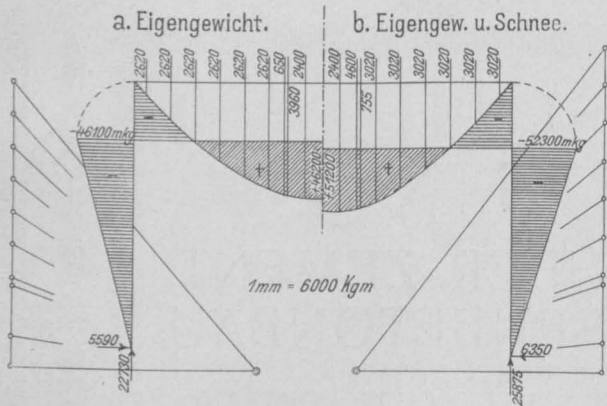


Abbildung 11 a-f. Graphische Darstellung der Momente für den Binderrahmen der Glüherei bei Eigengewicht, Schnee-, Wind- und Kranlasten.

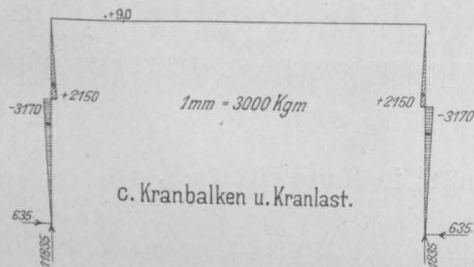
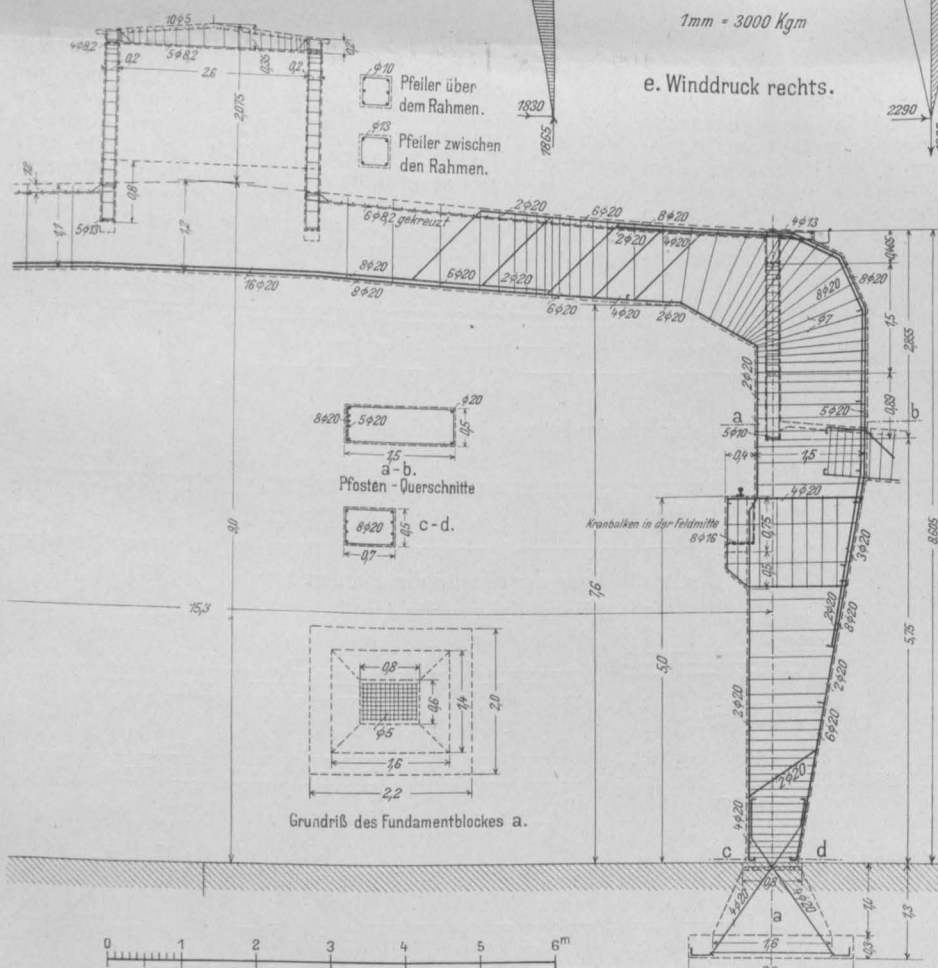


Abbildung 10. Binderkonstruktion der Glüherei.



deren obere Platte zur Druckaufnahme ein Netz gekreuzter Stäbe erhalten hat. Die Verankerung der Füße mit den Fundamentblöcken ist derart bewirkt, daß eine gewisse Be-

Bei dem Stahlwerk war für beide Giebel die Bedingung gestellt, das Gebäude so zu errichten, daß später eine Verlängerung stattfinden kann, d. h. die Giebelbinder müssen

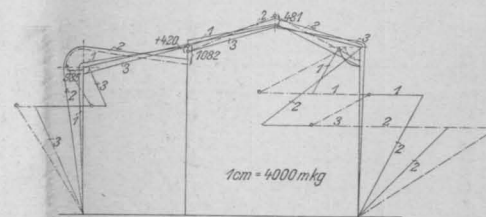
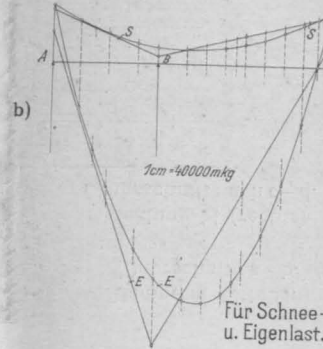
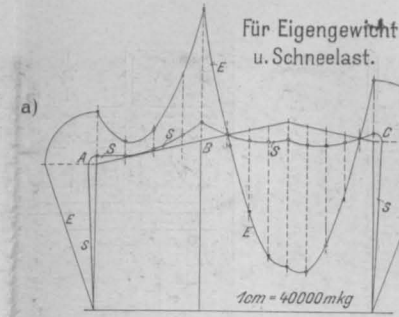
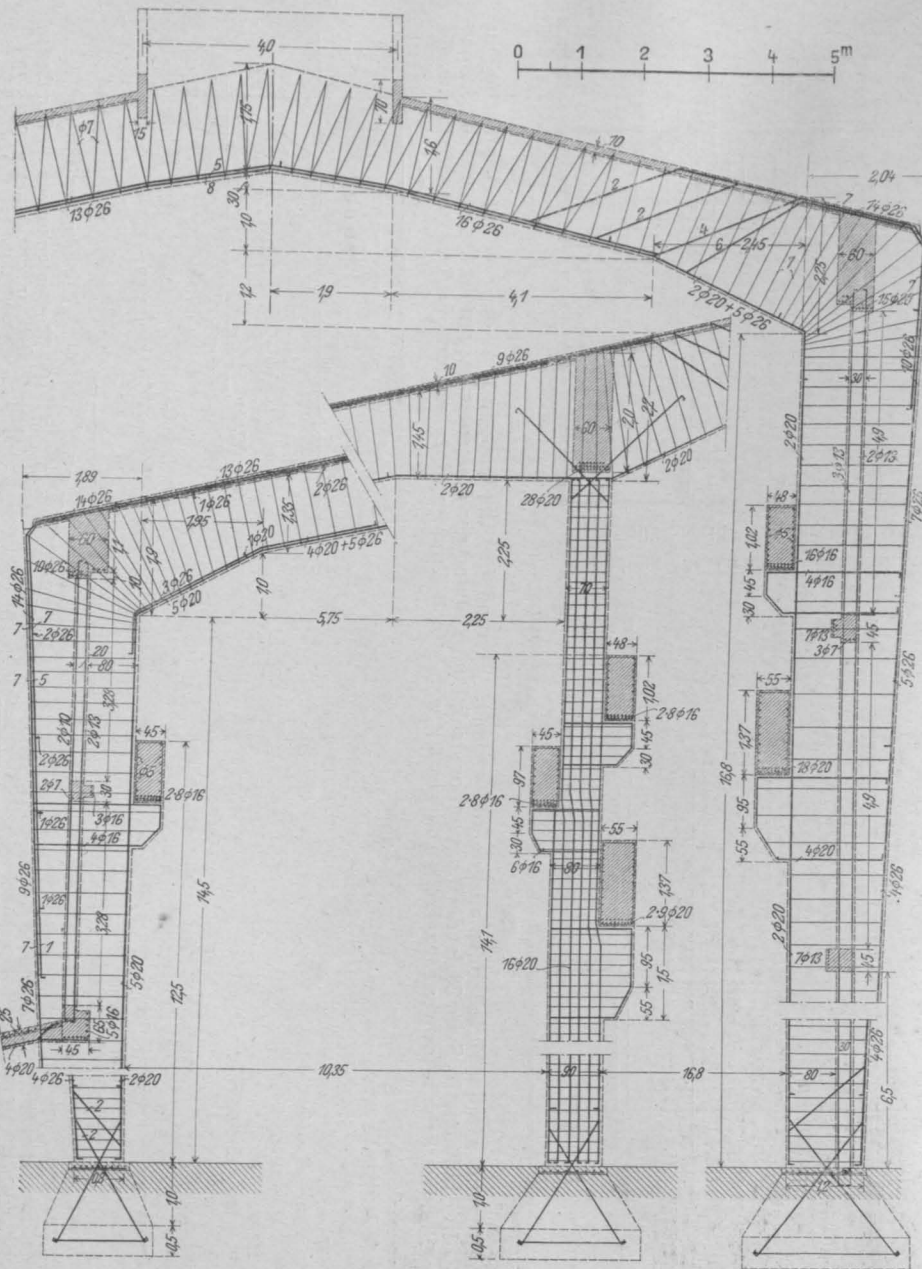
Obleich die Rahmen in der Zeichnung einen recht schweren Eindruck machen, so ist in Wirklichkeit ihre Erscheinung doch eine gute und die Ausführung gefiel der Auftraggeberin so gut, daß sie im Frühjahr 1911 der Firma Gebr. Huber eine größere, für das Elektrostahlwerk bestimmte Halle in Auftrag gab.

Dieses Gebäude hat, wie die Abbildungen 12 bis 15 zeigen, eine rechteckige Grundfläche von  $35,5 \times 25$  m und besteht aus der eigentlichen Gießhalle, der mit ihr unter demselben Dach vereinten Halle der Arbeitsbühne und einem niedrigen Anbau für Betriebsräume. Die Gießhalle und die Halle der Arbeitsbühne mußten wegen der darin angeordneten Krane in ihrem Querschnitt sehr hoch ausgebildet werden. Die lichte freie Höhe der Gießhalle beträgt  $19,3$  m. Die Berechnung der Konstruktion wurde besonders erschwert durch die verschiedene Spannweite der beiden Hallen, welche durch die mittleren Kranbahn-Stützen getrennt sind, sowie ferner durch die wegen der Anordnung der Oefen notwendige ungleiche Bindereinteilung ( $5$  bzw.  $8$  m Abstand) und durch den Wegfall der Stützen vor den Oefen.

Für die Stützen der Halle der Arbeitsbühne mußte eine Belastung durch einen Kran von  $5$  t Tragfähigkeit, für die Stützen der Gießhalle eine Belastung durch den Gießkran mit  $25$  t und durch den Blockkran mit  $5$  t berücksichtigt werden. Bei dem großen Abstand der Binder und den hohen Kranlasten erhalten die Kranbalken z. T. sehr bedeutende Abmessungen. Die große Höhe gibt dem Gebäude ein besonders schlankes Aussehen, wie das auch aus den Aufnahmen, Abbildungen 19-21, Seite 29 ersichtlich ist.





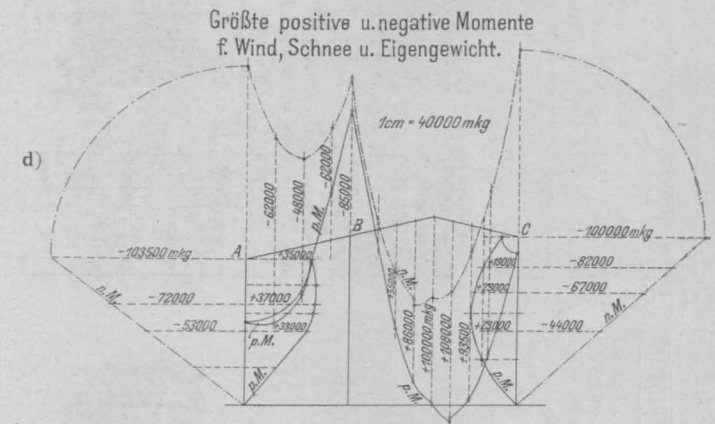
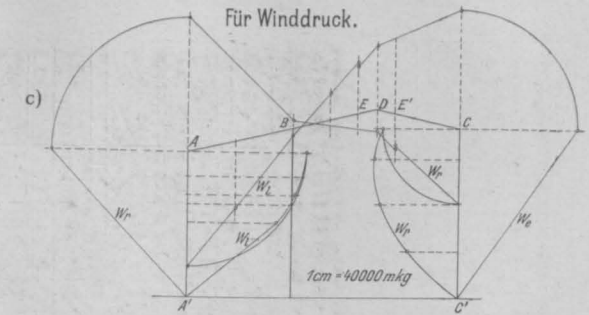


a. Momente f. Kranlasten Eigengew. d. Kranbalken.

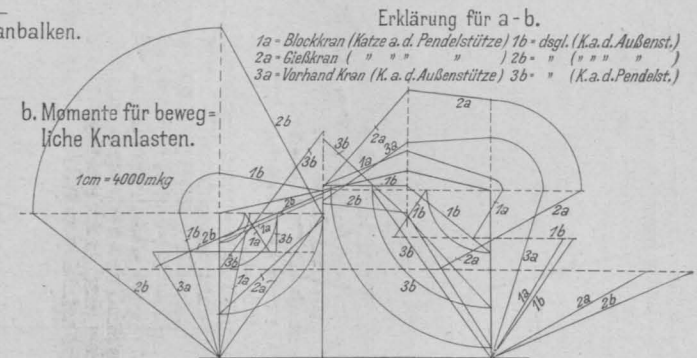
Abbildungen 18a und b.  
Momentenkurven für Kranlasten.  
(Siehe c und d, S. 27.)

Hallenbauten in Eisenbeton für die  
Baildonhütte in Kattowitz O.-S.  
Entwurf und Ausführung Gebr.  
Huber in Breslau.

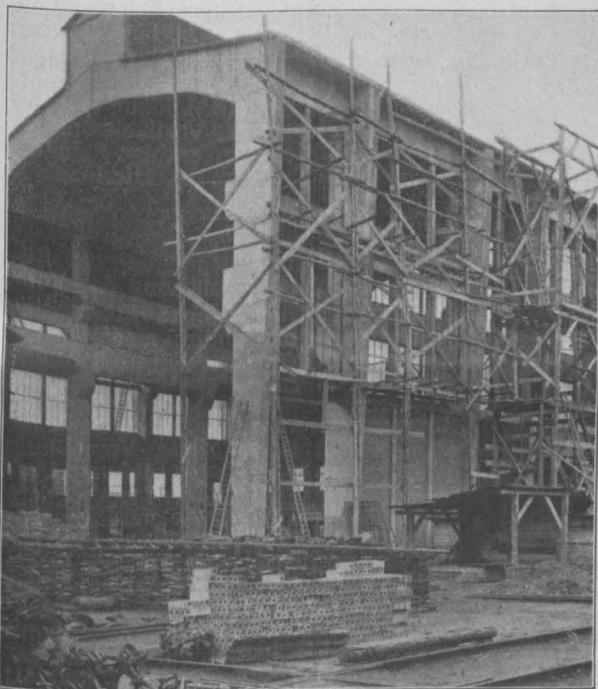
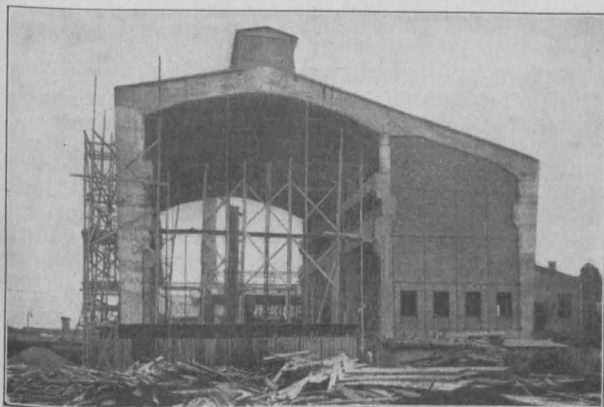
Abbildung 16 (links). Ausbildung der  
Binder der Stahlwerks-Halle.



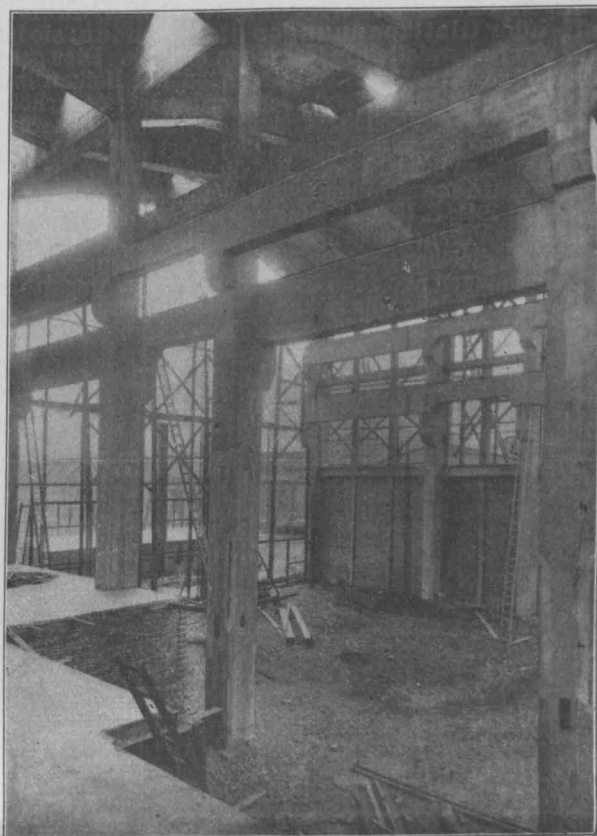
Abbildungen 17a—d.  
Momentenkurven für Eigengewicht, Schnee-  
und Winddruck.



sammenfassung darstellen, die Abbildungen 18a—d (S. 28 und 27) die Momentenkurven für Kranbalken und für die beweglichen Kranlasten wiedergeben. Für den letzteren Fall sind die Untersuchungen natürlich auch für verschiedene Stellungen der Laufkatzen durchgeführt, die das eine Mal an der Mittelstütze, das andere Mal an der Außenstütze angenommen ist. Die Abbildungen lassen wiederum den Zusammenhang zwischen äußeren Kräften und Querschnittsbildung klar erkennen.



Die Anordnung der Armierung und die Durchbildung der Einzelheiten ist eine ähnliche wie bei der Glüherei-halle, nur tritt eine Zwischenstütze hinzu. Das System ist aber in seiner Wirkungsweise dadurch vereinfacht, daß diese Stütze als Pendelstütze behandelt ist. Die Ausbildung des Fußes ist für diese Stütze die gleiche wie für die Außenstützen und entspricht der an der Fußbildung des Rahmens der Glüherei bereits gegebenen Beschreibung. Auch am Kopf ist durch stumpfe Endigung der Ar-



Abbildungen 19—21. Aufnahmen vom Bau des Stahlwerkes. Außenansichten und Blick in die Halle.

mierungseisen und gelenkartige Verbindung mit dem Binnerrahmen durch einige nur in Querschnittsmitte durchgeführte Verbindungseisen eine Beweglichkeit zwischen Stütze und Rahmen gewährleistet. Die durch die beiderseitigen Kranbalken stark unsymmetrisch belastete Stütze, hat, wie Abbildung 16, Seite 28 zeigt, eine kräftige Längs- und Bügel-Armierung erhalten.

Von der Auflagerung der Kranbalken auf Konsole gilt das schon früher gesagte. —

## Die Schubbewehrung der Eisenbetonbalken.

Nach den neuesten Forschungen besprochen

von Professor Dr.-Ing. R. Saliger in Wien.

**D**ie Bedeutung des Einflusses der Querkkräfte auf die Tragkraft von Balken mit im Verhältnis zur Spannweite großen Belastungen ist im Beginn des Eisenbetonbaues nur unvollkommen erkannt worden. Ueber die Schubbeanspruchungen herrschten lange unzutreffende Vorstellungen. Dies ist bei einem Problem verständlich, dessen experimentelle Erforschung wegen der vielen in Betracht kommenden Umstände ebenso schwierig ist, wie die richtige Deutung von Versuchsergebnissen und wie deren rechnerische Verallgemeinerung. Zur Lösung haben wesentlich beigetragen die Arbeiten von Probst (Zusammenwirken von Beton und Eisen auf Grund von Laboratoriumsversuchen, Berlin 1906; Einfluß der Armatur und Risse im Beton auf die Tragsicherheit, Berlin 1907, u. a.), Kleinlogel (Wesen und wahre Größe des Verbundes, Berlin 1911), Bach (Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom V. d. Ing., Heft 22, 39, 45—47, 90—91), vom deutschen Ausschuß für Eisenbeton (Bach u. Graf, Hefte 1—4, 9, 10 und 12; Scheit u. Wawrzyniok, Heft 7), ferner von Mörsch, Preuß, Funke u. a. Den größten Fortschritt für die Erkenntnis des Schubwiderstandes bilden die von Bach und Graf

ausgeführten Versuche über die Schubbewehrung (Heft 10 und 12 des deutschen Ausschusses). Aus diesen werden in Verbindung mit früheren Arbeiten einige Schlüsse gezogen. Auf die Wiedergabe von Einzelergebnissen wird hier verzichtet und diesbezüglich auf die umfangreichen oben genannten Veröffentlichungen verwiesen.

a) Balken mit geraden Eiseneinlagen ohne Haken.

Das durch Messung festgestellte Gleiten der Eisenden beginnt bei Belastungen, welche bis zu einem Grenzwert dem Widerstand der Balken gegen die Schubkräfte proportional sind. Die rechnermäßigen Haftwerte (nach den deutschen Normen) wachsen von  $\tau_1 = 7,8$  bis  $15,8 \text{ kg/qcm}$ . Dem Beginn des Gleitens folgt fast stets unmittelbar der Bruch (vergl. auch das Heft 7, Versuche von Scheit; der Gleitbeginn ist hier schon mit 5 bis  $6 \text{ kg/qcm}$  gefunden; ferner Heft 9, Versuche von Bach u. Graf über die Hakenform). Da die Haftfähigkeit veränderlich und unsicher ist, sollte die Verbundwirkung in keinem größeren Tragwerk von ihr allein abhängig gemacht werden.

b) Balken mit geraden Eiseneinlagen mit Haken. Eine nennenswerte Steigerung der Lasten, unter wel-



chen das Gleiten der Eiseinlagen beginnt, ist gegen die Eisen ohne Haken nicht vorhanden. Nach demselben Rechenverfahren wie früher erfolgt das Gleiten bei  $\tau_1 = 14,1$  bis  $17,8 \text{ kg/qcm}$  ohne klares Gesetz. Der Kleinstwert bei den Haken bleibt hinter dem Größtwerth bei den Eisen ohne Haken (15,8) zurück. Der Gleitbeginn ist jedoch nicht die Einleitung des Bruches, sondern der Anfang für die Wirkung der Haken, welche durch Leibungsdruck die Zugkraft des Eisens auf den Beton übertragen. Die Lasten können je nach der Stärke der Schubbewehrung um 50% gesteigert werden. Die Wirkung der Haken hat mit Haft- oder Gleitspannungen nichts zu tun; sie ist jener von Ankerplatten in Gewölben ähnlich. Dies geht auch daraus hervor, daß das Verhalten der Balken mit Hakeneisen wesentlich anders geworden ist; so erhöht sich scheinbar die Schubfestigkeit des Betonsteges auf  $\tau_0 = 20,6 \text{ kg/qcm}$  gegen den konstanten Wert von  $13,6 \text{ kg/qcm}$  bei den Balken ohne Haken. Auf diese Wirkung der Haken hat Heidecker in der österr. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1911, S. 10 u. 11, hingewiesen. Probst zieht auf Grund von Versuchen (früher genannte Schrift von 1906, Seite 54) denselben Schluß. Rechnet man die mittleren Haftspannungen nach den österreichischen Vorschriften von 1911, bei welchen die Haken der Haftstrecke zuzuzählen sind, so ergeben sich für den Gleitbeginn bei den Balken

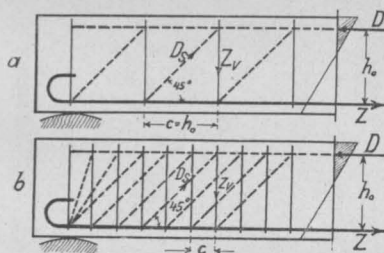


Abbildung 1. Abbildung 2 (Mitte).

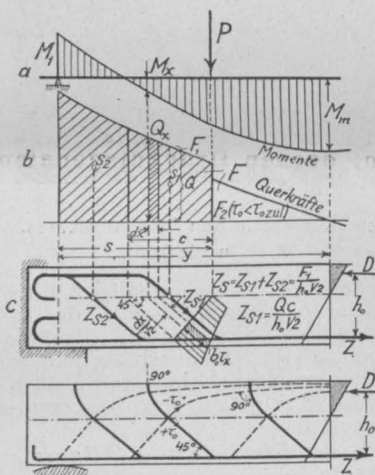


Abbildung 4.

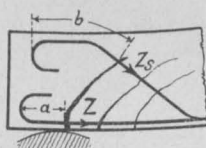


Abbildung 3.

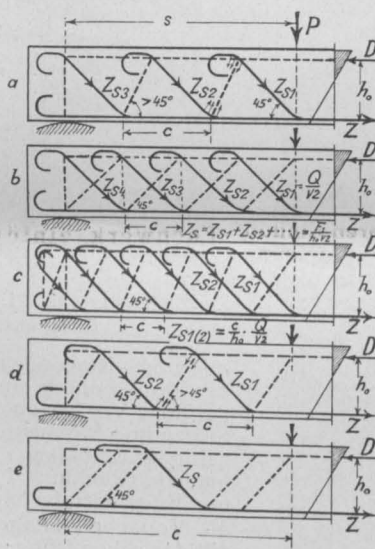


Abbildung 5.

ohne Haken (Reihe 6)  $\tau_1 = 15,6$ , bei den Balken mit Haken (Reihe 7 und 21)  $\tau_1 = 9,8$  bis  $12,5 \text{ kg/qcm}$ . Diese Zahlenunterschiede bis 59% aus Versuchen mit gesetzmäßigen Ergebnissen zeigen ebenfalls, daß man Haken nach den Formeln für Haftspannungen nicht berechnen kann. Dagegen ergeben sich, wie erwähnt, nach den deutschen Normen für den Gleitbeginn aller Eisen mit und ohne Haken ziemlich regelmäßige Haftwerte. Ein weiterer Beweis für die reine Ankerwirkung der Haken ist das Zerspalten der Balkenenden, hervorgerufen durch den hohen örtlichen Leibungsdruck auf den Beton, wodurch eine Keilwirkung entsteht. Das Zerspalten erfolgt bei den Balken ohne Bügel früher als bei jenen mit Querbewehrung. Die Bügel verzögern also das Aufspalten (Reihe 15 und 18). Im übrigen ist diese Erscheinung ein Beweis, daß die Haken (nach Ueberwindung des Haft- bzw. Gleitwiderstandes an den geraden Eisenstrecken) in den untersuchten Balken die einheitliche Verbundwirkung nicht völlig zu sichern vermochten. Dieser Teil der Versuche läßt folgende Schlüsse zu: Die auf Zug beanspruchten Eisenstäbe sollen in allen größeren Trägern runde (sog. Considère-) Endhaken besitzen. Der sprengenden Wirkung der Endhaken, welche nach Ueberwindung der Haftung auftritt, insbesondere an den Balkenenden, ist durch Querbewehrung des Betons (mit Splinten, geschlossenen Bügeln, Umschnürung) zu begegnen. Eine

Berechnung der Haken ist nach dem gegenwärtigen Stand der Forschung noch nicht möglich. Der Verbund und daher die Tragfähigkeit sind bei Vorhandensein von Haken von der Größe der Haftung nicht abhängig. Der Nachweis von Haftspannungen ergibt daher auch kein tatsächliches Maß der Sicherheit. Die Berechnung von Haftwerten mit Berücksichtigung der Haken (österreich. Vorschriften) kann nur symbolischen Wert haben. Die Frage des Verbundes nach Ueberwindung der Haftfähigkeit (des Gleitwiderstandes) harret noch der Lösung.

### c) Schubbewehrung durch Bügel.

Der Einfluß der Bügel auf die Vermehrung des Schubwiderstandes ist ziemlich gesetzmäßig. Von Belang erscheint die Tatsache, daß dicke Bügel, auf die Querschnittseinheit bezogen, weniger wirksam als dünne Bügel sind. Die in der Praxis meist übliche U-Form ist anderen Formen überlegen. Jeder Bügelstärke entspricht ein Bügelabstand, bei dem die Wirkung ein Größtwerth ist. 10 mm dicke Bügel ergaben bei den untersuchten Balken die relativ größte Tragkraft, wenn ihr Abstand etwa 200 mm betrug, 7 mm dicke Bügel bei etwa 150 mm und 5 mm dicke Bügel bei etwa 120 mm Bügelabstand.

Die Bügel zeigen nach den Versuchen das Bestreben, sich aus dem Beton lotrecht heraus zu ziehen, werden also auf Zug beansprucht. Ihre Wirkung ist jener der Vertikalen in einem Ständerfachwerk mit steigenden Diagonalen ähnlich. Hierbei bestehen der Zuggurt und die lotrechten Stäbe aus Eisen, der Druckgurt und die Diagonalen aus Beton. In Abbildung 1a ist  $Z_v = Q$  (wenn an der Vertikalen keine Einzellast angreift). Die Diagonalen sind nach der Richtung der Hauptdruckspannungen (Abbildung 4) unter  $45^\circ$  geneigt. Liegen die Vertikalen näher, so entsteht das engmaschige Ständerfachwerk (Abbildung 1b). Hierin ist

$$Z_v = \frac{c}{h_0} \cdot Q,$$

woraus sich die Zugspannung der Bügel  $\sigma_{ev}$  ergibt. Die Auflösung des Vollbalkens in ein Ständerfachwerk erscheint insofern nicht einwandfrei, als die Hauptzugkräfte nicht in ihrer natürlichen Lage (unter  $45^\circ$  fallend) aufgenommen werden, sondern nur auf einem erzwungenen Umweg durch die Vertikalen. Man erhält jedoch durch diese Vorstellung offenbar ein brauchbares Bild vom Verlauf der inneren Kräfte, insbesondere wenn man die durch die Versuche bestätigte Annahme macht, daß dem gedachten Fachwerk jener Teil der Querkraft zufällt, der die Widerstandsfähigkeit des durch Bügel nicht verstärkten Betonbalkens überschreitet; damit ergeben sich (vergl. die Balken der Reihen 33, 36 und 40; 34, 37 und 41; 35, 38 und 42) in den Bügeln von der Stärke

$\delta = 10 \text{ mm}$  Spannungen  $\sigma_{ev} = 2,12 \text{ t/qcm}$  im Mittel

|   |   |   |         |   |   |
|---|---|---|---------|---|---|
| 7 | " | " | 3,53    | " | " |
| 5 | " | " | 4,88(?) | " | " |

Die Inspannungsetzung kann nur durch den Haft- und Gleit-, bzw. Hakenwiderstand  $\tau_0$  der Bügel in der Druckzone von der Höhe  $x$  erfolgen, also

$$\frac{\pi \delta^2}{4} \cdot \sigma_{ev} = \pi \delta x \cdot \tau_0, \text{ woraus } \sigma_{ev} = \frac{4x}{\delta} \cdot \tau_0.$$

Bei den Versuchsbalken ist  $x = 17 \text{ cm}$ ; nimmt man für die Zughaftung (zum Unterschied von dem Haftwert bei Biegung) nach den zahlreichen Versuchen von Bauschinger (40), Mörsch (bis 50), Meyer (bis 52), Tetmajer (bis  $47 \text{ kg/qcm}$ ) einen Wert  $\tau_0 = 35 \text{ kg/qcm}$  an, so ist für

$\delta = 10 \text{ mm}$ ,  $\sigma_{ev} = 2,38 \text{ t/qcm}$

|   |   |   |         |   |
|---|---|---|---------|---|
| 7 | " | " | 3,40    | " |
| 5 | " | " | 4,76(?) | " |

Die Uebereinstimmung dieser Werte mit den obigen ist in Anbetracht der verwickelten Verhältnisse sehr befriedigend, sodaß die skizzierte Wirkung der Bügel den tatsächlichen Verhältnissen ziemlich nahe kommen dürfte. Die Ableitung allgemeiner Gesetze wäre aber wohl gewagt. Die Vorschriften der verschiedenen Länder enthalten deshalb auch keine besonderen Bestimmungen über die Bügelberechnung. Nur die österr. Vorschriften von 1911, bzw. deren Erläuterung setzen bestimmte Nor-

men fest. Ueberprüft man aber diese mit dem vorliegenden Versuchsmaterial, so ergibt sich kein befriedigender Zusammenhang. Der auf die Bügel sich beziehende Teil der Versuche lehrt, daß Bügel für sich stets bedeutend und in Verbindung mit Schrägeisen dann den Schubwiderstand erhöhen, wenn die Schrägbewehrung zur Aufnahme der Querkkräfte nicht ausreicht. Ob sie auch in einwandfrei schräg bewehrten Balken den Schubwiderstand vermehren, darüber geben die Versuche keine Auskunft; jedenfalls ist aber von ihnen an den Balken-Enden und an den Abbiegestellen der Längseisen eine mittelbare Wirkung zu erwarten, da sie das Zerspalten der Balken verzögern und sonach den Verbund fördern.

#### d) Schubbewehrung durch Schrägeisen.

Die Ueberlegung hinsichtlich der im Inneren eines Vollwandträgers wirkenden Hauptspannungen legt die Vermutung nahe, daß die Aufnahme der schrägen Zugspannungen durch ebenso liegende Eisenstäbe vorteilhafter sein müsse als die Umföhrung der Zugkräfte in lotrechte Bügel. Tatsächlich lehren die Versuche des deutschen Ausschusses, daß bei gleichem Eisenaufwand die Bruchlasten von Balken mit

|                          |                     |
|--------------------------|---------------------|
| geraden Eisen ohne Haken | 1 (Vergleichsbasis) |
| " " mit                  | das 1,2fache        |
| " " "u. Bügeln           | 1,7 "               |
| schrägen " "             | 2,6 "               |

betragen. Balken mit Schrägeisen, welche in der Druckzone verankert werden, sind also bei gleichem Eisenaufwand bis um etwa 50% schubwiderstandsfähiger als solche mit geraden Eisen und Bügeln.

Was das Gleiten der Eisen in solchen Balken betrifft, so ist dieses bei  $\tau_1 = 13,0$  bis  $16,9 \text{ kg/qcm}$ , d. i. ungefähr bei den gleichen Spannungswerten wie bei den Eisen ohne und mit Haken, sowie ohne und mit Bügeln beobachtet. Die Bruchlasten liegen aber je nach der Stärke der Schubbewehrung um 21–71% höher, stehen also, wie bereits früher geschlossen, mit dem Gleitbeginn, also der Haftfestigkeit in keinem Zusammenhang. Die Haken der geraden und schrägen Eisen vermehren ebenso wie die Bügel, soweit die untersuchten Balken damit bewehrt waren, stets die Tragfähigkeit. Das Verhältnis des Querschnittes der schräg aufgebogenen Eisen zum Gesamtquerschnitt der Zugeisen ist ohne merkbaren Einfluß, sofern nur die schiefen Eisen für die Aufnahme der Hauptzugkräfte  $Z_s$  genügen. Diese betragen (Abbildung 2)

$$Z_s = \int b_0 \tau_x \frac{dx}{\sqrt{2}} = \int \frac{Q_x}{h_0} \frac{dx}{\sqrt{2}} = \frac{F}{h_0 \sqrt{2}}.$$

Bei ständiger Last ist  $F = \int Q_x dx = M_m - M_1$ , also

$$Z_s = \frac{M_m - M_1}{h_0 \sqrt{2}}. \text{ Für den frei aufliegenden Balken wird}$$

$$Z_s = \frac{M_m}{h_0 \sqrt{2}} = \frac{Z}{\sqrt{2}} = 0,7 Z.$$

Wo durch Ueberwindung der Betonfestigkeit schiefe Risse entstehen, können die schiefen Hauptzugkräfte nur durch Eisen aufgenommen werden und zwar durch diese allein. Die bei den Versuchen vorgenommenen Beobachtungen hinsichtlich der Streckgrenze bestätigen diese Schlusfolgerung. In den Balkenteilen (gegen die Mitte), wo die Schubspannungen auch beim Bruch die Festigkeit nicht erreichen, entstehen schiefe Risse nicht und Schräg-

#### Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton Heft 12. Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. II. Teil. Ausgeföhrt in der Materialprüfungsanstalt der kgl. Techn. Hochschule zu Stuttgart in den Jahren 1908 bis 1911. Bericht erstattet von Dr.-Ing. C. Bach, Baudir., Vorstand des Ing.-Laboratoriums und der Materialprüfungsanstalt und O. Graf, Ing. der Materialprüfungsanstalt. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1911. Pr. geh. 14 M. —

Die hier behandelten Untersuchungen bilden die Fortsetzung der in Heft 10 der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses“ behandelten. Während dort Balken mit geraden Eisen mit und ohne Haken, ohne Bügel und mit Bügeln verschiedener Form und Anordnung untersucht wurden<sup>1)</sup>, bilden den Gegenstand hier Balken mit Eisen mit aufgebogenen Enden, z. T. mit Bügeln ausgerüstet. Die Balken haben wieder 3,4 m Länge, T förmigen Querschnitt, und zwar durchweg 400 mm Höhe, 500 mm Plattenbreite, 100 mm Plattenstärke und 200 mm Stegbreite. Einzelne Balken zeigten an den Köpfen recht-

eisen sind nicht erforderlich. Nimmt man den ungünstigsten, aber möglichen Fall an, daß der Beton allein nirgends für die Aufnahme der Hauptzugkräfte ausreiche, so muß nach der obigen Ableitung der Querschnitt der Schrägeisen 70% von jenem der Längseisen betragen. Bei Balken mit Stützenmomenten vermehrt sich der Prozentsatz

um das  $\frac{M_m - M_1}{M_m}$  fache. Bei den untersuchten Balken

betrug der Querschnitt der Schrägeisen 50–91%.

Die Versuche ergaben ferner die beachtenswerte Tatsache, daß die bis zum Auflager gerade geföhrten Stäbe (mit und ohne Haken) von stärkerem Durchmesser geringere Bruchlasten ergaben als Stäbe gleichen Querschnittes von kleinerem Durchmesser unter sonst gleichen Verhältnissen. Dagegen hatte die verschiedene Stärke der im Druckgurt verankerten aufgebogenen Stäbe eine solche ausgesprochene Wirkung nicht. Dieses verschiedene Verhalten der Eisen im Zug- und Druckgurt ist vielleicht damit zu begründen, daß in ersterem die Risse bis zum Auflager fortschreiten und daher die ganze Eisenzugkraft  $Z$  fast ausschließlich durch die Haken aufgenommen werden muß (Abbildung 3); die Haftstrecke  $a$  ist sehr klein. Im Druckgurt dagegen kann wegen der größeren Rißfreiheit und daher längeren Haftstrecke  $b$  ein nicht unbedeutender Teil der Eisenzugkraft  $Z_s$  durch Haftung auf den Beton übertragen werden. Der Haken wird entlastet und seine Sprengwirkung verzögert sich. Verhinderte man das Zerspalten der Balkenenden durch Querbewehrung (vergl. Heft 9 des Deutschen Ausschusses), so würden die erwähnten Unterschiede wahrscheinlich verschwinden. Die Versuche reichen hier zu weiteren Schlusfolgerungen nicht aus.

Für die Praxis ist die Tatsache von Bedeutung, daß scharfe Abbiegungen der Schrägeisen die Bruchlasten vermindern; der Grund liegt wahrscheinlich in den höheren örtlichen Pressungen; je sanfter die Abbiegung, desto geringer sind diese und die Sprengwirkungen.

Das wichtigste und zum Teil bereits bekannte Ergebnis der Versuche ist die Tatsache, daß die vollkommenste Aufnahme der Hauptzugkräfte dann erfolgt, wenn die Schrägeisen gemäß dem Verlauf der Zugtrajektorien (Abbildung 4) unter 45° liegen und sich einem einfachen oder engmaschigen Fachwerk einfügen, dessen Druckdiagonalen (entsprechend den Drucktrajektorien) nicht flacher als 45° liegen (Abbildungen 5a, b und c). Ob die Schrägkräfte aus den Hauptzugspannungen oder nach der Fachwerktheorie berechnet werden, ist gleichgültig. Nach den Versuchen sind jene Anordnungen weniger wirksam, bei welchen die im gefährlichen Querkraftfeld (Strecke  $s$  in Abbildung 2 und 5) liegenden Enddiagonalen Druckglieder sind (Abbildung 5d am Auflager und am Ort der Einzellast  $P$ ). Als mangelhaft erweisen sich jene Schrägbewehrungen, welche ein stabiles Fachwerk mit Druckdiagonalen steiler als 45° nicht ergeben (Abbildung 5e).

Werden sämtliche Hauptzugkräfte wie angegeben aufgenommen, so dürften wahrscheinlich lotrechte Bügel eine unmittelbare Vermehrung der Tragfähigkeit nicht bewirken, wenn die Vorstellung vom Ständerfachwerk mit gekreuzten Diagonalen zutrifft. Außerdem ist an eine wirksame Aufnahme wagrechter Schubkräfte durch lotrechte Bügel nicht zu denken. Ihre bereits erwähnte mittelbare Wirkung ist durch die Versuche zwar nicht lückenlos, aber immerhin erkennbar, erwiesen. —

eckigen Querschnitt. Die Balken wurden in 3 m Abstand gestützt und in 1 m Abstand symmetrisch zur Mitte mit 2 gleichgroßen Einzellasten beansprucht, wie bei den früheren Untersuchungen. Die Zusammensetzung des Betons war die gleiche wie bei den früheren Versuchen: 1 Raumteil Portland-Zement auf 2 Rt. Rheinsand, zu 3 Rt. Rheinkies mit 9 Gewichtsprozent Wasser. Die Würfel- festigkeit des Betons im Alter von 45 Tagen, gemessen an Würfeln von 30 cm Kantenlänge betrug i. M. 242 kg/qcm.

Bezüglich der Armierung sind 7 verschiedene Gruppen<sup>2)</sup> zu unterscheiden. Die der Gruppe I zeigen einfache Hängewerkbewehrung (Hennebique), d. h. zwei untere gerade Eiseneinlagen, das eine Mal ohne, das andere Mal mit rechteckigen Haken, 2 obere unter 18° nach den Enden aufgebogenen Eisen mit rechtwinkligen Haken. Es wurden Balken dieser Form mit und ohne Bügel untersucht. Gruppe II zeigt einfaches Strebensystem, erste Strebe Druckstrebe. Unten 3 gerade Eiseneinlagen mit und ohne Haken, 3 unter 45° aufgebogene Eiseneinlagen,

<sup>1)</sup> Vergl. Besprechung Jahrg. 1911, S. 168 der „Mitteilungen“.

<sup>2)</sup> Vergl. auch die Skizzen in dem vorstehenden Artikel von Prof. Saliger über Schubbewehrung, S. 30.



alle Haken U-förmig, Balken mit und ohne Bügel. Gruppe III: Einfaches Streben-system, erster Stab Zugstrebe; vier unter 45° aufgebogene Eisen, ein gerades Eisen in der Mitte, alle Eisen mit Haken, meist von U-Form. Balken mit und ohne Bügel. Gruppe IV: Doppeltes Streben-system, 5 bzw. 4 Eisen unter 45° aufgebogen, 1 bzw. 2 gerade Eisen in der Mitte, alle Haken U-förmig, bei den geraden Eisen z. T. fehlend, keine Bügel. Gruppe V: Dreifaches Streben-system, vier Eisen unter 45° aufgebogen, 1 gerades Eisen, U-Haken, das gerade Eisen auch ohne Haken. Gruppe VI: Doppeltes Streben-system mit Abbiegungen unter 30°; die Druckstreben halbieren den Winkel zwischen Zugstrebe und untere Gurtung. Gruppe VII: einfaches und doppeltes Streben-system, wobei die Zugstreben unter 45° laufen, während die Druckstreben die Winkel zwischen den Zugstreben und der unteren Gurtung halbieren. Der Querschnitt der Eiseneinlagen in der Zugzone der Balken schwankt zwischen 24,68 und 25,77 qcm, ist also nahezu der gleiche.

Untersucht wurden im Ganzen 81 Balken im Alter von 45 Tagen, und zwar wurden an allen Balken die Rißbildungslast (Last, bei welcher die ersten Risse eintreten), das Fortschreiten der Risse mit steigender Belastung, die gesamten bleibenden und federnden Durchbiegungen in der Mitte der oberen Fläche des Balkens gegenüber den Widerlagern und die Höchstbelastung festgestellt. An einzelnen Balken wurde auch die Bewegung der Eiseneinlagen gegen die Stirnflächen der Balken gemessen, bei 2 Balken auch die Durchbiegungen an 7 Stellen der oberen Fläche.

Die Versuchsergebnisse sind in 140 photographischen Abbildungen der untersuchten Balken, sowie in 36 tabellarischen Zusammenstellungen niedergelegt. Hier seien nur einige Ergebnisse bezüglich der Höchstlast mitgeteilt.

Die Höchstlast wird, wie nicht anders zu erwarten war, gesteigert durch die Haken der geraden Eisen. Die Balken mit aufgebogenen Eisen haben im Vergleich mit gleichartigen Balken mit nur geraden Eisen und Haken (Heft 10) bedeutend größere Höchstlasten ergeben. Die Aufbiegungen unter 45° haben im allgem. höhere Höchstlasten ergeben, als die Aufbiegungen unter 30°. Die Form der Haken hatte bei den Balken mit aufgebogenen Eisen keinen ausgeprägten Einfluß auf die Höchstlast. Als günstig für die Höchstlast erwies sich die möglichst weite Führung der Schrägstäbe nach den Balkenköpfen zu, da dann die Kraft mehr nach den Balkenenden übertragen wird. Eine leichte Krümmung der aufgebogenen Eisen ist für die Kraftübertragung günstiger als eine Biegung mit scharfem Knick. Die Balken mit Anordnung letzterer Art ergaben geringere Höchstlast. Durch Hinzufügung der Bügel wurde die Höchstlast der Balken durchweg gesteigert, jedoch macht sich dieser Einfluß bei den früheren Versuchen mit geraden Eiseneinlagen weit stärker geltend als bei den hier untersuchten Balken mit aufgebogenen Eisen.

Bezüglich der aus den Versuchen zu ziehenden Schlüsse vergl. die vorstehenden Saliger'schen Ausführungen.

Die neue Veröffentlichung enthält eine Fülle interessanter Materialien zur Klärung der Frage über die günstigste Schubbewehrung.

Bericht über die XIV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ E. V. 1911. Verlag der „Ton-Industrie-Zeitung“ G. m. b. H., Berlin.

Etwas verspätet ist anfangs des Jahres der Bericht über die vorjährige Versammlung des Vereins erschienen, der 332 Seiten Text umfaßt und reich mit Abbildungen ausgestattet ist. Die interessanten Vorträge haben wir fast sämtlich in unseren „Mitteilungen“, Jahrg. 1911, unter Beigabe zahlreicher Abbildungen, die meist in den Bericht übergegangen sind, im Wortlaut oder etwas abgekürzter Form zum Abdruck gebracht. Es sind dies: Rudloff, „Versuche mit Betonsäulen“; Schaechterle, „Die Anwendung des Eisenbetons im Eisenbahnbau“; Kleinlogel, „Die Entbehrlichkeit der Haftspannungen“; Mautner, „Neue Eisenbeton-Konstruktionen im Gebiete des Bergbaues“; O. Schott, „Arbeiten am Panama-Kanal“ und Fr. Widmann, „Beton- und Eisenbetonbauten in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika“. Nur die Mitteilungen v. Bach's über „Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung des Einflusses der Hakenform“, welche inzwischen als Heft 9 der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ erschienen, sind bei uns nicht zum Abdruck gekommen.

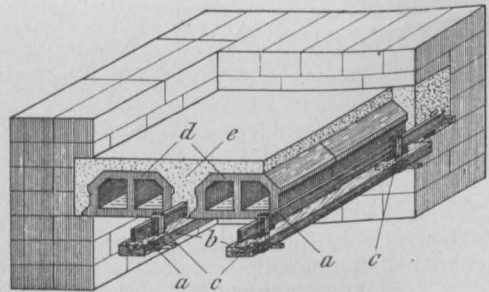
Gegen die Vorträge traten die Verhandlungen stark zurück, besonders in der öffentlichen Versammlung, da die inneren Angelegenheiten des Vereins in besonderer, geschlossener Sitzung erledigt wurden. Die Verhandlungen, die ebenfalls in dem Bericht zum Abdruck gekommen sind, geben ein Bild von den Bestrebungen, der

regen Tätigkeit und den Erfolgen des Vereins, der jetzt in sein 15. Lebensjahr eintritt. —

### Vermischtes.

Die 48. Hauptversammlung des „Deutschen Vereins für Ton-, Zement- und Kalkindustrie“ findet am 4., 5. und 6. März d. J. zu Berlin im Architekten-Hause statt. Beginn der Verhandlungen täglich 10 Uhr. Außer inneren Angelegenheiten des Vereins und Vorträgen, die sich speziell auf die Betriebseinrichtungen usw. für die Fabrikation auf den drei genannten Gebieten beziehen, werden folgende Vorträge von allgemeinerem Interesse gehalten: „Ueber Versuche zur rationalen Verwertung von Torfmooren“ von Dr. Max Hamers, Charlottenburg; „Die gesamte Tonformation, deren Alter, Entstehung usw.“ von Geh.-Rat Prof. Dr. Jentzsch, Abt.-Vorst. d. Geolog. Inst. in Berlin; „Ueber die Bestrebungen des Werdandi-Bundes und die Wirksamkeit der Haupt-Bauberatungsstelle“ von Prof. Dr. Seeßelberg, Gr.-Lichterfelde; „Ausblühungen und Anflüge und deren Bekämpfung, weitere Fortschritte im Schutzverfahren zwecks Erzielung reinfarbiger Ziegel“ von M. Perkiewicz aus Ludwigsberg. Ferner wird die Frage behandelt, empfiehlt es sich, die durch die Hauptversammlung d. J. 1909 festgesetzten Druckfestigkeits-Grenzen für Mauerziegel, Hartbrandziegel und Klinker den zuständigen Behörden zur Anerkennung einzureichen? Die Vereinbarungen lauten folgendermaßen: Als Klinker sind nur solche Ziegel zu bezeichnen, die i. M. aus 10 Versuchen eine Mindestdruckfestigkeit von 350 kg/qcm aufweisen, Hartbrandziegel eine solche von 250 kg/qcm. Als Mauerziegel I. Kl. sind diejenigen zu Hintermauerungsflächen geeigneten Ziegel zu bezeichnen mit mindestens 150 kg/qcm i. M. aus 10 Versuchen. Hintermauerungsziegel II. Kl. für untergeordnete Bauwerke verwendbar, müssen zwischen 100—150 kg/qcm haben. Mauerziegel mit geringerer Druckfestigkeit sind nicht zuzulassen.

Verfahren zur Herstellung von Eisenbeton-Hohlstein-Decken ohne Einschalung. D. R. P. 238 607 für August Röseler in Posen. Die Herstellung der Decke erfolgt nach diesem Verfahren derart, daß zunächst die Zug-eisen *a* (vergl. Abbildung) mit den hölzernen Fugen-leisten *b* mittels Hängeeisen *c* so miteinander verbunden werden, daß beide Teile  $\perp$ -förmige Träger bilden. Hierbei ist zu beachten, daß zwischen dem Zugeisen *a*, das den Steg des Trägers bildet, und der Fugenleiste *b*, die den Flansch bildet, ein Abstand von etwa 1 cm verbleibt.



Diese Träger werden dann in den erforderlichen Abständen von einander verlegt und nach Bedarf abgesteift. Nunmehr werden die Hohlsteine *d* trocken und mit dichten Stoßfugen zwischen den Zug-eisen *a* auf die Fugenleiste *b* verlegt. Hiernach wird dann die Betonmasse *e*, soweit sie das Zugeisen *a* unmittelbar umschließt und mit letzterem den unteren Teil der tragenden Eisenbetonrippe bildet, in flüssigem oder breiigem Zustand eingebracht, dann, soweit sie den oberen Teil der Rippe und die Druckzone bildet, in weichem oder erdfeuchtem Zustand eingebracht. Nach erfolgter Erhärtung des Deckenkörpers werden die Fugenleisten *b* entfernt; die aus der Betonrippe herausragenden Teile der Hängeeisen *c* werden sodann unmittelbar unterhalb der Decke abgeschnitten. — G.

Eisenbetonbrücke bei Honnef am Rhein. Zu dieser Notiz in No. 3 S. 20 ist zu bemerken, daß es bei den Angaben über die Belastungsproben, Seite 21, bezüglich des ersten Bogens natürlich 1,5 mm, nicht 15 mm heißen muß. Ein Vergleich mit den übrigen, sehr geringen Durchbiegungen der anderen Bögen hat den aufmerksamen Leser wohl gleich erkennen lassen, daß hier nur ein Satzfehler vorliegen konnte. —

Inhalt: Hallenbauten in Eisenbeton für die Balldonnhütte in Kattowitz. (Schluß). — Die Schubbewehrung des Eisenbetonbalkens. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

No. 5.

### Neue Versuche mit ringbewehrten Säulen.

Ausgeführt von der Firma Johann Odorico in Dresden.

Vortrag gehalten auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ am 28. Februar 1912 zu Berlin  
von Dr.-Ing. A. Kleinlogel in Darmstadt.

Die Durchführung von wissenschaftlichen Versuchen, d. h. von Versuchen mit Feinmessungen an Probekörpern aus umschnürtem Beton, hat bisher in Deutschland nur in beschränktem Maße stattgefunden. Auch bei den von der Material-Prüfungsanstalt in Stuttgart s. Zt. durchgeführten Versuchen für die Firma Wayss & Freytag<sup>1)</sup> waren — außer der Feststellung der Bruchlasten — nur einige wenige Elastizitäts-Versuche zur Bestimmung der Formänderungen in der Längsrichtung der Körper vorgenommen worden. Die Messung der hier hauptsächlich interessierenden Formänderungen in der Querrich-

tung ist, sowohl an spiralumwickelten, als auch an ringbewehrten Säulen, erstmals von der Material-Prüfungsanstalt Groß-Lichterfelde, im Auftrage des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ durchgeführt worden.<sup>2)</sup> Im Sinne des umschnürten Betons können jedoch nur die beiden Reihen 19 und 20 der Ergänzungsversuche (Reihe II) des „Deutschen Ausschusses“ angesprochen werden, da nur bei diesen zwischen Ganghöhe und Wickeldurchmesser ein richtiges Verhältnis bestand.

<sup>1)</sup> Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern, Versuche B. 1905.

<sup>2)</sup> „Deutscher Ausschuss für Eisenbeton“. Heft 5: Versuche mit Eisenbeton-Säulen. Reihe I und II. Berlin 1910.

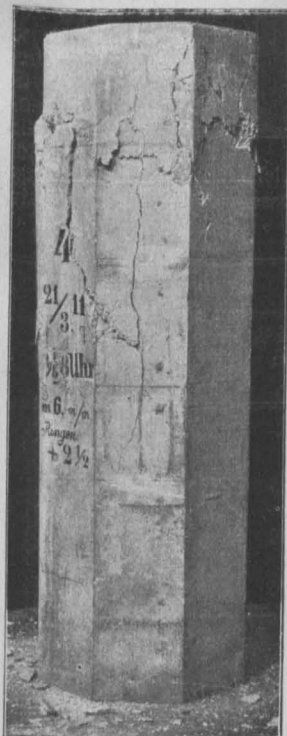


Abbildung 5. Die ersten Schalen-Risse (Körper 1, Reihe II, bei 176 t Belastung).

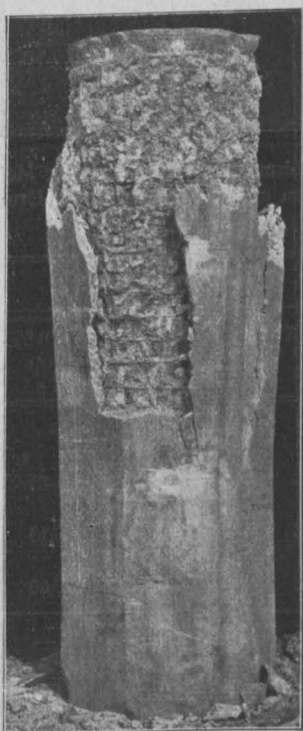


Abbildung 6. Das Abfallen der äußeren Betonschale (Körper 1, Reihe II).



Abbildung 7. Körper 1, Reihe III. Beispiel für das Zersprengen der Ringe durch den Querdruk.



Abbildung 8. Körper 3, Reihe III, nach der Zerstörung.



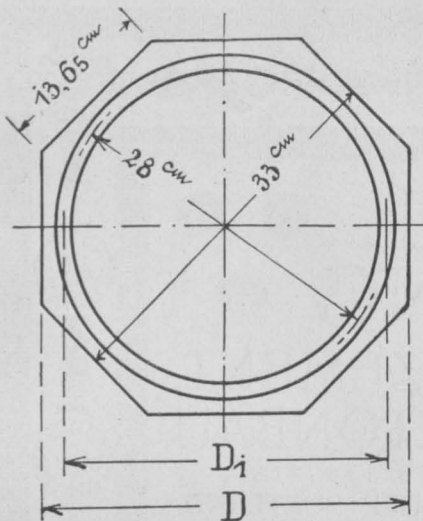


Abbildung 3  
(hierneben).  
Körperquer-  
schnitt.  
Durchmesser D,  
Wickel-  
Durchmesser D<sub>1</sub>

Abbildung 1 u. 2  
(hierunter).  
Reihe I unbe-  
wehrte Körper.  
Reihe IV ringbe-  
wehrte Körper.

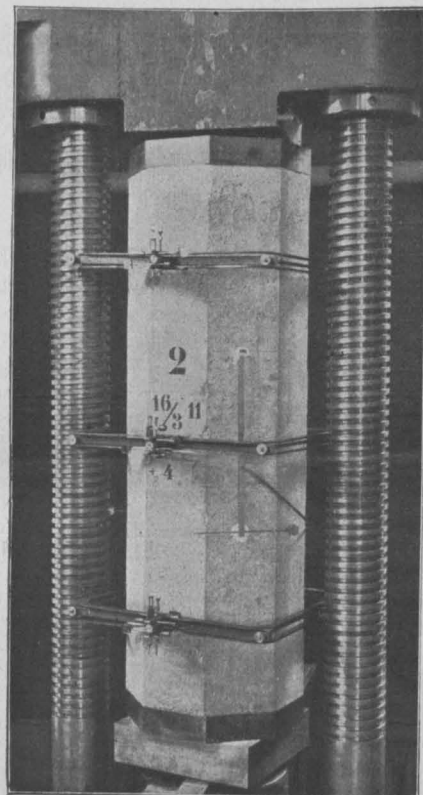
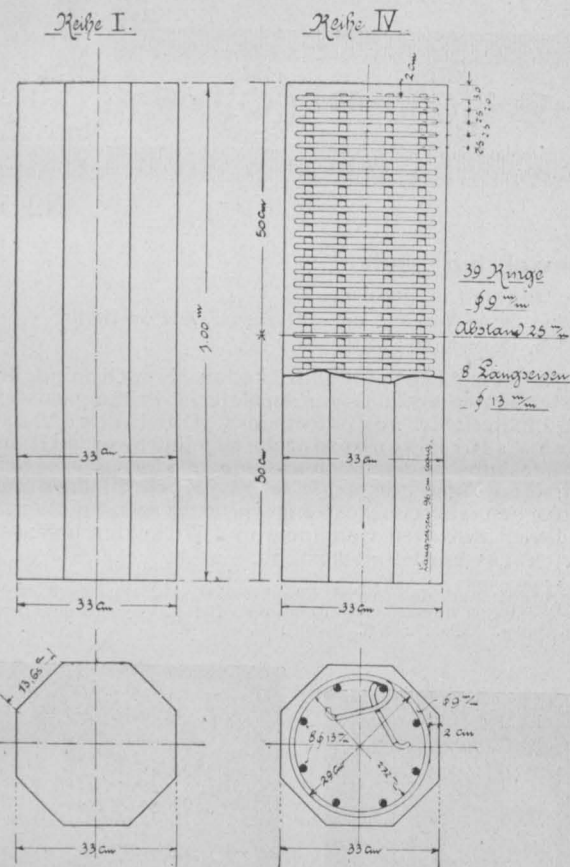


Abbildung 4. Anordnung der Meßvorrichtungen an den Körpern in der Druckpresse.

Um nun die Eigenschaften des umschnürten Betons in Form von ringbewehrten Säulen in ausgedehntem und vielseitigerem Maße festzustellen, namentlich aber auch, um dabei das Verhalten der Säulen bei den verschiedensten Bewehrungen und bei verschiedenen Mischungsverhältnissen des Betons kennen zu lernen, ließ die Firma Johann Odorico (Inhaber Ing. R. Wortmann) in Dresden im Sommer vergangenen Jahres umfangreiche Versuche mit 7 Versuchsreihen zu je 3 Probekörpern, an der Material-Prüfungsanstalt in Dresden, durchführen (siehe Zusammenstellung und Abbildung 1 und 2). Als besonders bemerkenswert ist aus dem Arbeitsplane hervorzuheben, daß — neben der Feststellung der Bruchlasten — bei 12 Versuchskörpern die gleichzeitige Messung der Formänderungen sowohl in der Längsrichtung als auch in der Querrichtung, und zwar in drei verschiedenen Querschnitten vorgenommen wurde.

Die Versuchssäulen hatten, bei einer Länge von 1 m, achteckigen Querschnitt von 33 cm Durchmesser. (Abbildung 3). Die Längsbewehrung bestand aus 8  $\Phi$  11 mm bis 8  $\Phi$  14 mm, in % des Kernquerschnittes ausgedrückt, von 1,23 bis 2 % (siehe Zusammenstellung). Die Querbewehrung bestand aus einzelnen Ringen, deren Verankerung im Kernbeton aus Abbildung 2 zu entnehmen ist. Nebenbei bemerkt, hat sich diese Verankerung ausgezeichnet bewährt; das Zersprengen der Ringe erfolgte, ohne irgend eine Lockerung des Verbandes erkennen zu lassen. Die Ringbewehrung betrug 1,22 bis 3,6 % des Kernquerschnittes.

Die Anordnung der Meßvorrichtungen ist aus Abbildung 4 ersichtlich; der Abstand der drei Meßquerschnitte für die Querformänderungen betrug je 33 cm.

An Beton-Mischungsverhältnissen kamen 1 Teil Zement: 3 T. Kiessand von Kaditz bei Dresden: 2 T. Syenit-Feinschlag, sowie 1: 2,5: 1,5 aus Leipziger Material zur Verwendung. Der Wasserzusatz

#### Zusammenstellung.

| Versuchsreihe Nr. | $F_b$ qcm<br>$F_k$ qcm | Längsbewehrung |           |                      |                      | Quer-(Ring-)Bewehrung |               |                                       |           |                      |                      |             |                            | Bemerkungen                    |
|-------------------|------------------------|----------------|-----------|----------------------|----------------------|-----------------------|---------------|---------------------------------------|-----------|----------------------|----------------------|-------------|----------------------------|--------------------------------|
|                   |                        | Anzahl $\Phi$  | $F_e$ qcm | $F_e$ in % von $F_k$ | $F_e$ in % von $F_b$ | $\phi$ mm             | Ganghöhe s cm | Winkel $\Phi$ $D_1$ in cm<br>s: $D_1$ | $F_s$ qcm | $F_s$ in % von $F_k$ | $F_s$ in % von $F_b$ | $F_e : F_s$ | $F_e + F_s$ in % von $F_k$ |                                |
| I                 | 902                    | —              | —         | —                    | —                    | —                     | —             | —                                     | —         | —                    | —                    | —           | —                          | 1: 3: 2 mit Feinmessungen      |
| II                | 902<br>616             | 8 $\Phi$ 11 mm | 7,6       | 1,23                 | 0,84                 | 6                     | 3,3           | 28<br>1: 8,5                          | 7,48      | 1,22                 | 0,83                 | 1: 1        | 2,5                        |                                |
| III               | 902<br>616             | 8 $\Phi$ 12 mm | 9,05      | 1,47                 | 1,0                  | 7                     | 2,5           | 28<br>1: 11,2                         | 13,4      | 2,18                 | 1,49                 | 1: 1,5      | 3,7                        |                                |
| IV                | 902<br>616             | 8 $\Phi$ 13 mm | 10,62     | 1,73                 | 1,18                 | 9                     | 2,5           | 28<br>1: 11,2                         | 22,2      | 3,60                 | 2,46                 | 1: 2,1      | 5,3                        |                                |
| V                 | 902                    | —              | —         | —                    | —                    | —                     | —             | —                                     | —         | —                    | —                    | —           | —                          | 1: 2,5: 1,5 ohne Feinmessungen |
| VI                | 902<br>616             | 8 $\Phi$ 11 mm | 7,6       | 1,23                 | 0,84                 | 5                     | 2,5           | 28<br>1: 11,2                         | 7,0       | 1,14                 | 0,78                 | 1: 0,9      | 2,4                        |                                |
| VII               | 902<br>616             | 8 $\Phi$ 14 mm | 12,32     | 2,0                  | 1,37                 | 10                    | 4,5           | 28<br>1: 6,2                          | 15,2      | 2,47                 | 1,69                 | 1: 1,2      | 4,5                        |                                |

Gesamter Betonquerschnitt  $F_b = 0,82842 D^2 = 902$  qcm ( $D = 33$  cm)  $F_b = 902$   
 Innerer „Kernquerschnitt“  $F_k = \frac{\pi}{4} \cdot D_1^2 = 616$  qcm ( $D_1 = 28$  cm)  $F_k = 616$  = 1,46. Alter 45 Tage.

erfolgte bis zur Herbeiführung eines breiweichen Gemisches in der zu solchen Eisenbeton-Arbeiten üblichen Beschaffenheit.

Das Alter der Probekörper bei der Prüfung betrug rund 45 Tage.

Nachstehend seien nun die hauptsächlichlichen Ergebnisse dieser Versuche in Verbindung mit Betrachtungen über an anderer Stelle gefundene Resultate, zusammengefaßt<sup>3)</sup>. In den Abbildungen 5 bis 8 tritt das Verhalten einiger der Körper deutlich in Erscheinung.

höher gegangen werden, bis der eigentliche Bruch des ringbewehrten Kernes eintritt<sup>4)</sup>.

Bei den Versuchen von Odorico ergab sich, daß diejenige Belastung, bei welcher an den ringbewehrten Betonkörpern die ersten Schalenrisse auftraten, im Mittel = 132% der Eigenfestigkeit gleichartigen, aber unbewehrten Betons ist.

Dies steht in guter Uebereinstimmung mit den Ergebnissen aus den Versuchen der franz. Reg.-Kommission<sup>5)</sup>, bei welchen im Mittel 130%, und aus denjenigen

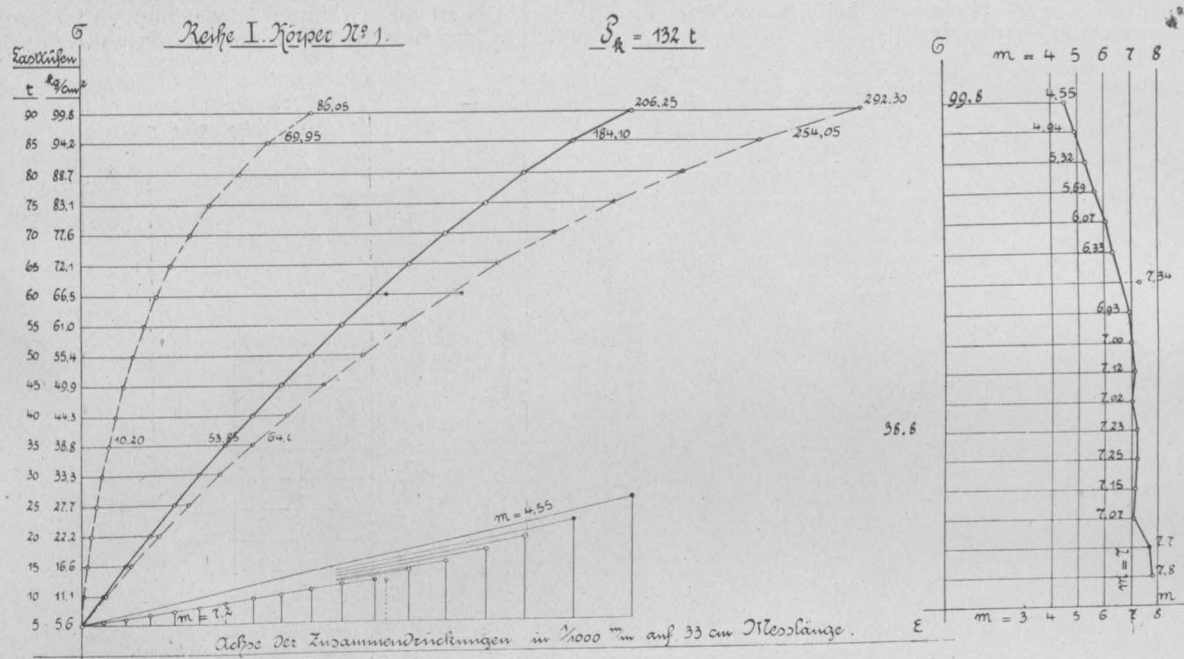
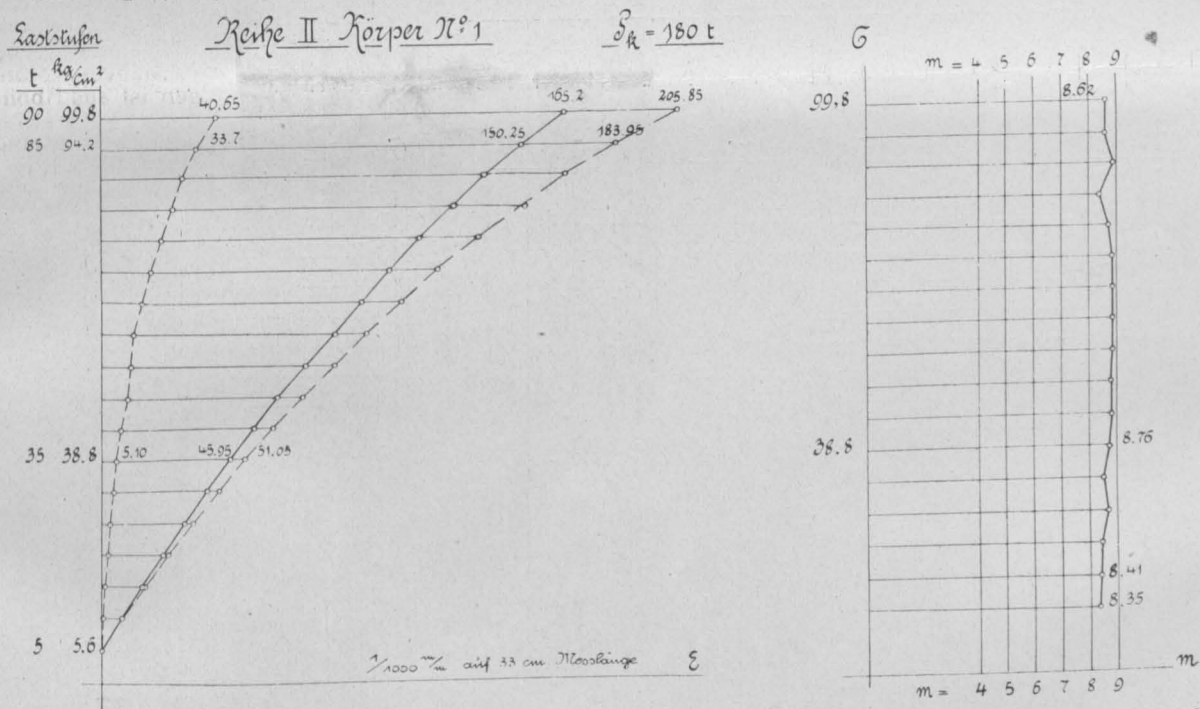


Abbildung 9 (oben) und 10 (unten). Gesamte, bleibende und federnde Zusammendrückungen. Poisson'sche Zahl  $m$ .



### I. Rißlasten.

Bei jedem Körper wurde diejenige Belastung besonders festgestellt, unter welcher in dem, die Ringbewehrung umgebenden Schalenbeton die ersten sogenannten Schalenrisse bemerkbar waren. Diese Last wird gewöhnlich mit „Rißlast oder Rißbelastung“ bezeichnet. Bis nahe zu dieser Laststufe hin kann angenommen werden, daß der Kern sowohl als auch der Schalenbeton gemeinschaftlich an der Lastübertragung teilnehmen. Beim umschnürten Beton ist das Auftreten solcher Schalenrisse lediglich als Warnungszeichen aufzufassen, die Belastung nicht noch weiter zu steigern. Wenn sonst keine Knickgefahr vorliegt, kann nach dem ersten Auftreten dieser Risse mit der Belastung noch erheblich

von Wayss & Freytag<sup>6)</sup>, bei welchen im Mittel 138% festgestellt wurden; bei letzter Zahl ist zu beachten, daß die weitaus meisten Körper gleich bis zum Bruche belastet wurden, was bekanntlich infolge des Fehlens wiederholter Belastungen zu etwas höheren Schlusßziffern führt.

### II. Die Bruchlasten und deren rechnermäßige Bestimmung.

Da, wie bereits vorhin bemerkt, die außerhalb der Umschnürung vorhandene Betonschale vor Erreichung der Bruchlasten abfällt, so kommt für die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit nur der Kernquerschnitt  $F_k$  in Betracht.

<sup>3)</sup> Eine ausführliche Behandlung dieser Versuche und ihrer Ergebnisse wird als „Forscherteil XIX a. d. Gebiete des Eisenbetons“ und als Buchausgabe bei W. Ernst und Sohn in Berlin erscheinen.

<sup>4)</sup> S. Vortrag Kleinlogel a. d. XII. Hauptvers. d. Deutsch. Beton-Ver. 1909 über Berechnung und Anwendung d. umschnürten Betons. „Mitteilungen“ 1909 S. 47 ff.

<sup>5)</sup> Expériences, Rapports et Propositions, Instructions Ministérielles relatives à l'emploi du Béton Armé. Paris 1907 (Dunod et Pinat).

<sup>6)</sup> Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern, Versuche B. 1905.



Die Bruchfestigkeit der nicht bewehrten Säulen gleicher Zusammensetzung betrug i. M. 143 kg/qcm. Die bewehrten Körper ergaben eine Säulenfestigkeit von bis zu 450 kg/qcm, das ist das 3,1fache der Festigkeit des nicht bewehrten Betons. Die damaligen Versuche von Wayss & Freytag hatten im Maximum das 2,3fache, diejenigen des „deutschen Ausschusses“ das 1,92fache ergeben. Verglichen mit der Würfel Festigkeit aus 30 cm Würfeln, welche an 12 Würfeln ermittelt wurden, ergaben die Körper der Reihe IV etwas über das 2fache der zugehörigen Würfel Festigkeit, was als ein recht bemerkenswertes Ergebnis bezeichnet werden darf.

in ihren Ergebnissen mehr oder weniger hinter der rechnungsmäßigen Zahl zurück geblieben. Ferner ist zu erwähnen, daß auch bei den Versuchen der franz. Reg.-Kommission eine ganz erhebliche Anzahl von Säulen den rechnungsmäßigen Erwartungen nicht entsprochen hat. Wie ich gleich hier bemerken möchte, konnte nur in solchen Fällen ein rechnungsmäßig günstiges Ergebnis erzielt werden, in welchen geringwertiger Beton verwendet worden war, oder in welchen der Prozentsatz der Umschnürung ein verhältnismäßig sehr kleiner war<sup>5)</sup>.

Der Grund der erwähnten Abweichungen ist nun lediglich in der Beizahl 1,5 zu suchen, welche Considère

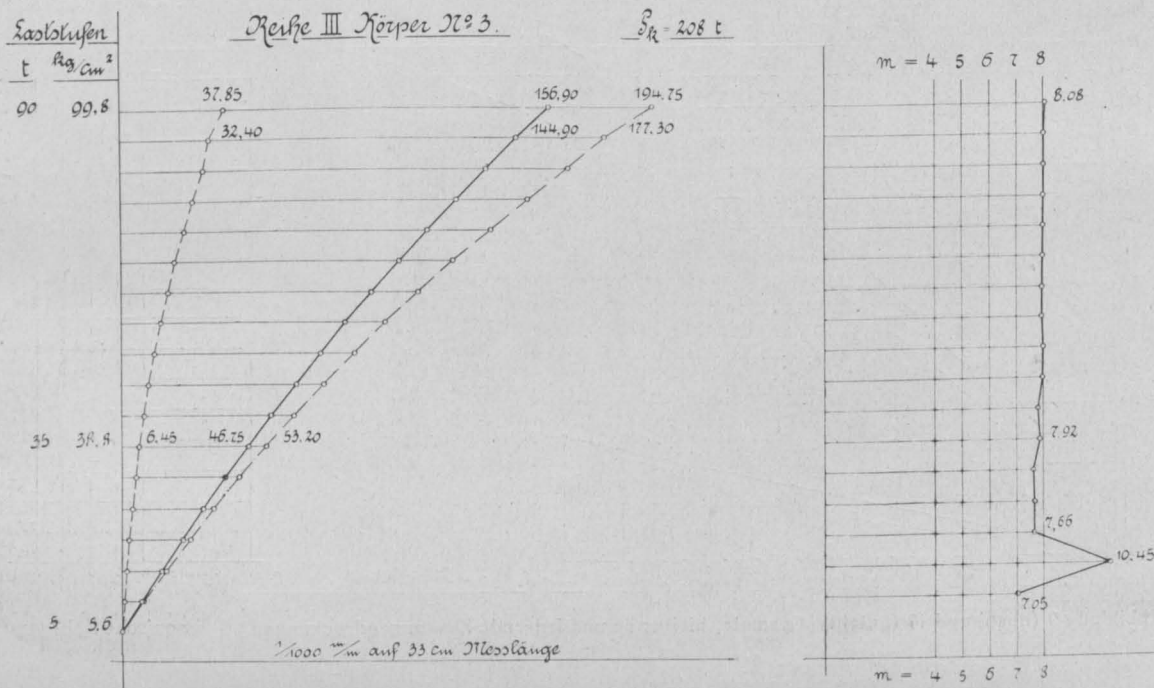


Abbildung 11 (oben) und 12 (unten). Gesamte, bleibende und federnde Zusammendrückungen. Poisson'sche Zahl  $m$ .

Die von Considère seinerzeit angegebene Bruchlastformel:  $B = 1,5 k F_k + 2400 (F_e + 2,4 F_s) \dots \dots \dots (1)$  ist bekannt. Das gesamte, bis jetzt in Deutschland vorliegende Versuchsmaterial, einschließlich der Odorischen Versuche, hat nun eine Bestätigung dieser Formel nicht ergeben. Bei den Versuchen von Wayss & Freytag ergab z. B. von 57 umschnürten Betonkörpern nur ein einziger eine höhere Bruchlast, als nach dieser Formel rechnungsmäßig zu erwarten war. Natürlich sind bei diesen Versuchen die damaligen, absichtlich herbeigeführten ungünstigen Umstände bei der Herstellung zu berücksichtigen<sup>7)</sup>. Aber auch die sehr sorgfältig hergestellten Versuchssäulen des „Deutschen Ausschusses“ sind

dem ersten Glied seiner Formel vorangesetzt hat. Es ist in der Literatur vielfach die Ansicht verbreitet, daß  $1,5 \cdot F_k$  den gesamten Betonquerschnitt  $F_b$  bedeute. Die nä-

<sup>5)</sup> Siehe diesbezüglich in Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern. Versuche B. 1905. Seite 1, Anm. 2 und Seite 10, Anm. 1.

<sup>8)</sup> Es muß hier erwähnt werden, daß damals bei dem vorerwähnten Vortrag 1909 das erste Glied der Formel (1), ohne Rücksicht auf das tatsächliche Flächenverhältnis  $F_b : F_k$  als Beitrag des nichtbewehrten Betons angenommen wurde. Nun ist meistens  $F_b = 1,3$  bis  $1,4 F_k$  (also nicht  $= 1,5 F_k$ ). Wird also  $1,5 k F_k$  zahlenmäßig ausgerechnet, so ergibt sich ein höherer Wert, und es bleiben mehr tatsächliche Ergebnisse hinter dem rechnungsmäßigen Wert zurück, als damals angegeben wurden. (Siehe nunmehr die neue Veröffentl. bei Ernst und Sohn.)

heren Nachforschungen in den franz. Quellen haben jedoch ergeben, daß Considère nur bei einem einzigen Versuchskörper, den er nach erfolgter Belastung von der Umschnürung befreite, und dann erst zum Bruche brachte, eine Erhöhung der Festigkeit des Kernbetons um 50% feststellen konnte. Eine Reihe anderer Probekörper ließ eine solche Erhöhung nicht erkennen, was von Considère mit Mängeln beim Einbau in die Versuchsmaschine und dergl. zu erklären versucht wurde. Auf Grund dieses einzigen, günstigen Ergebnisses nun, hat Considère die Zahl 1,5 seiner Formel beigelegt. Da nun, wie schon

Nach dieser Formel berechnet, stimmen die tatsächlichen Versuchsergebnisse mit den Rechnungswerten so gut überein, wie dies bei Beton überhaupt erwartet werden kann. Zugleich geben die Abweichungen nach oben und nach unten ein deutliches Bild von den Ursachen, die dabei mitgewirkt haben.

### III. Die Formänderungen in der Längsrichtung (Abbildungen 9—12).

Diese bieten an sich nichts besonderes. Es wäre nur zu bemerken, daß bis hinauf zu 100 kg/qcm die Verringerung

„Viktoria“.

Beton- und Mörtel-Mischmaschine der „Deutschen Industrie-Werke G. m. b. H.“ in Mannheim-Waldhof.

Abbildung 1. Blick in die Trommel.

Abbildung 2. Feststehende Mischmaschine mit Vorfülltrichter.

Abbildung 3. Desgl. und mit automatisch abmessendem Wasserkasten.

Abbildung 4. Fahrbar mit eigenem Hebewerk und Windwerk.

Abbildung 4.

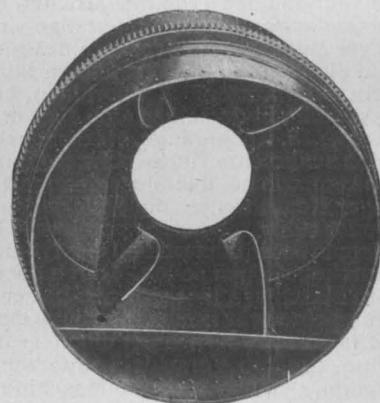
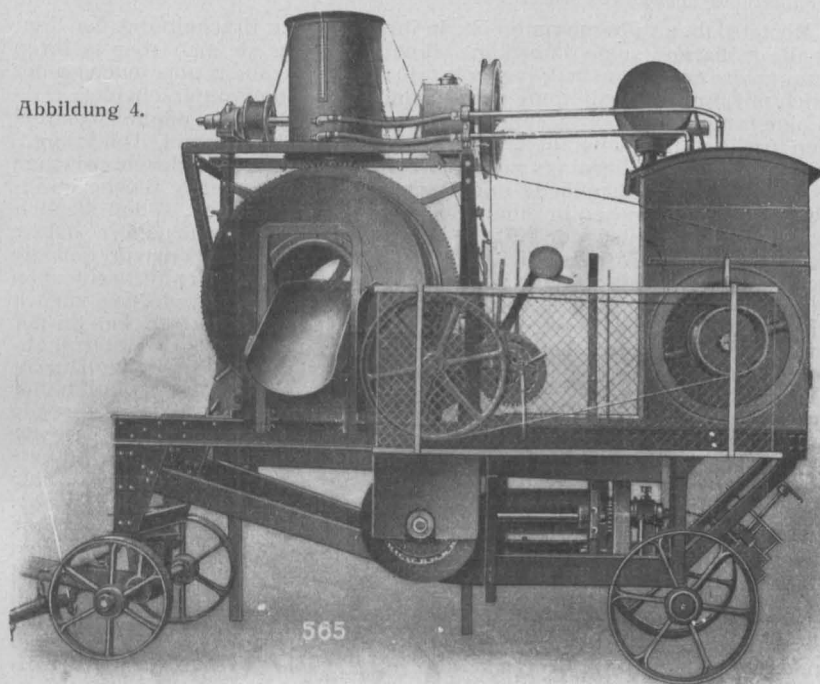


Abbildung 1.

Abbildung 2.

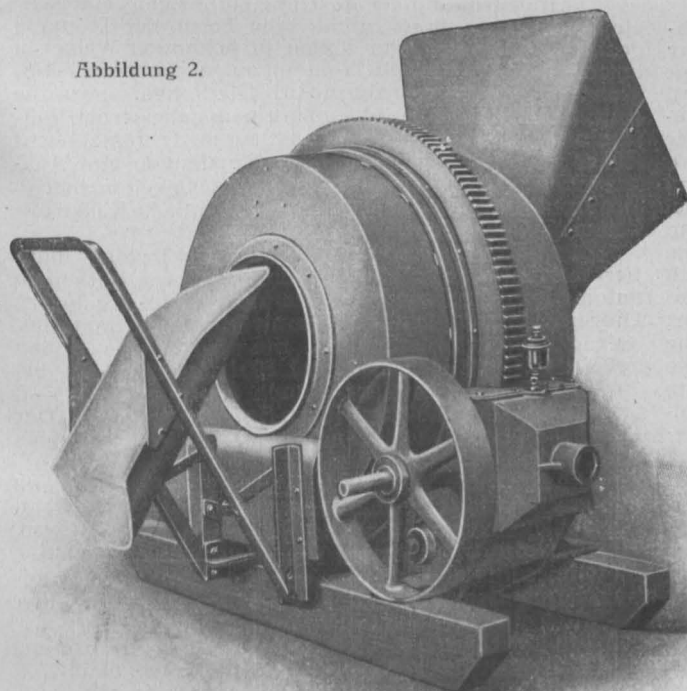
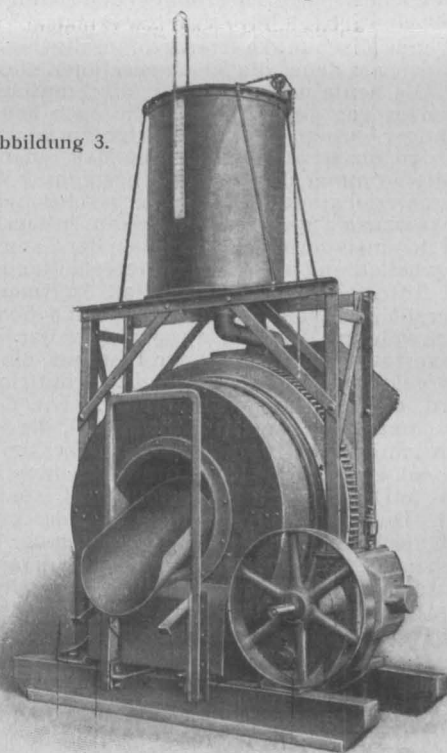


Abbildung 3.



gesagt, in der weitaus größten Mehrzahl der Versuchsfälle — bei deutschen Versuchen so gut wie in allen Fällen — die tatsächlichen Bruchlasten hinter den rechnermäßigen der angegebenen Formel zurückgeblieben sind, so erscheint der Vorschlag wohl begründet, den Beiwert 1,5 fallen zu lassen, und die rechnermäßige zu erwartende Bruchlast eines umschnürten oder ringbewehrten Körpers durch die Formel auszudrücken:

$$P_k = k F_k + 2400 (F_e + 2,4 F_s) \dots \dots (2)$$

der Zusammendrückungen gegenüber denjenigen der nichtbewehrten Körper rechnermäßig nahezu ganz aus dem Vorhandensein der Längsbewehrungen zu erklären ist, ohne dabei das Vorhandensein der Ringbewehrung zu Hilfe nehmen zu müssen.

### IV. Die Formänderungen in der Querrichtung und die Zahlenwerte für die Poisson'sche Zahl $\mu$ .

Für unbewehrten Beton der gewählten Zusammensetzung im Alter von 45 Tagen, kann für Bean-



spruchungen bis zu 40 kg/qcm des gesamten Beton-Querschnittes, als Mittelwert  $m = 8$  angenommen werden. Bei einer Beanspruchung von 100 kg/qcm auf den gesamten Beton-Querschnitt kann als Mittelwert  $m = 5$  angenommen werden.

Die Richtungsänderung der  $m$ -Linien läßt vermuten, daß sich bei Beanspruchungen in der Nähe der Bruchlast bei nicht bewehrtem Beton  $m$  dem Werte 3 bis 2

nähert — was in Uebereinstimmung stehen würde mit dem, was Talbot bei seinen Versuchen gefunden hat.<sup>9)</sup>

Für ringbewehrten Beton der gewählten Zusammensetzung, im Alter von 45 Tagen, und bei den hier vorhandenen Bewehrungsverhältnissen, ergab sich  $m$  sowohl bei Beanspruchungen bis zu 40 kg, als auch bis zu 100 kg/qcm nahezu als konstant zu  $m = 8$ . — (Schluß folgt.)

<sup>9)</sup> Engineering News, Band 58, S. 342 ff.

## „Viktoria“ Beton- und Mörtel-Mischmaschine

der Deutschen Industrie-Werke G. m. b. H. in Mannheim-Waldhof.

Hierzu die Abbildungen Seite 37.



ischmaschinen für Beton und Mörtel haben auch bei uns in Deutschland für alle größeren Ausführungen die Handmischung mehr und mehr verdrängt, einmal weil sich mit ihnen auch bei mageren Mischungen eine innigere Durchmischung der Materialien und damit ein hochwertigerer Beton und Mörtel erzielen läßt, anderseits, weil sie erheblich billiger arbeiten.

Unter der großen Zahl von Einzelformen lassen sich heute in der Hauptsache drei Typen unterscheiden: 1. die Maschinen, die mit freiem Fall der Materialien in einer sich drehenden Trommel arbeiten und dabei das Durcheinanderwerfen der Materialien entweder durch eingelegte Metallkugeln oder, wo das nicht der Fall ist, durch auf die Wandung der Trommel fest aufgenietete Schaufeln unterstützen. 2. Maschinen, bei denen die Trommel fest steht, in derselben sich aber drehbare Rührarme bewegen. 3. Kollergänge, bei denen sich in einer Schale um eine senkrechte Achse schwere Läuferrollen drehen, die ebenso, wie bei den Maschinen mit Rührarmen, bei richtiger Konstruktion die Materialien nicht nur durcheinander rühren, sondern regelrecht kneten, zwischen den Armen bzw. Läufern und der Trommel- bzw. Tellerwand durchquetschen sollen. Durch die unter 2 und 3 erwähnten Maschinen läßt sich nun bei entsprechender Ausbildung eine sehr innige Mischung der Materialien erzielen, aber sie erfordern auch einen großen Kraftaufwand und sind starkem Verschleiß unterworfen. In letzterer Beziehung stehen sich die Maschinen mit freiem Fall der Materialien günstiger und es ist doch mit ihnen bei entsprechender Form der Trommel und richtiger Anordnung der festen Schaufeln eine weitgehendsten Ansprüche genügende Mischung zu erreichen. Im allgemeinen Gebrauch überwiegen daher die Mischmaschinen dieser Art.

Die heute angewendeten Mischmaschinen sind, abgesehen von einigen Typen, die auch heute noch oder richtiger gesagt, in verbesserter Form wieder gebaut werden, absatzweise arbeitende Maschinen, d. h. es wird in die Trommel stets nur eine bestimmte Menge von Betonmaterial eingelegt, eine vorgeschriebene Zeit unter Wasserzusatz gemischt und dann entleert. Dabei wird bei den meisten Mischmaschinen der Gang der Maschine angehalten und erst nach weiterer Füllung der Trommel der Antrieb wieder eingeschaltet. In Amerika sind dann zuerst Maschinen gebaut worden, bei denen die Maschine auch während der Entleerung ruhig weiter läuft und durch die fortgesetzte Drehung der Trommel, die entweder dabei gekippt oder in welche eine Schüttrinne eingeführt wird, die Entleerung unterstützt. Die doppelkonische Mischmaschine Smith (Milwaukee), die seit einer Reihe von Jahren auch von den Drais-Werken in Mannheim gebaut wird und die Ransome-Maschine, die jetzt ebenfalls in Deutschland hergestellt wird, sind Typen dieser Art. Durch diese Anordnung wird der Vorteil erreicht, daß der beim Abstellen und Anlassen der Maschine entstehende Zeitverlust erspart wird, was auf die Höchstleistung der Maschinen natürlich von Einfluß ist. Außerdem zeigen diese Maschinen auch gewisse konstruktive Vorteile gegenüber anderen Systemen.

Von den „Deutschen Industrie-Werken G. m. b. H.“ in Mannheim-Waldhof wird nun neuerdings eine als „Viktoria“ Beton- und Mörtel-Mischmaschine bezeichnete Maschine gebaut, die ebenfalls von Amerika

übernommen ist, in ihrer äußeren Erscheinung der Ransome-Maschine ähnelt, von der sie sich aber in ihren konstruktiven Einzelheiten, vor allem aber auch in der Ausbildung der Trommel wesentlich unterscheidet.

Die zylindrische, an beiden Seiten offene Trommel ist nämlich, wie der Einblick in die Trommel, Abbildung 1, allerdings nicht ganz klar erkennen läßt, durch zwischen Stirnfläche und Mantel schräg eingesetzte Bleche im Inneren in einen Doppelkonus verwandelt, sodaß sie sich also der Form der Smith'schen Trommel nähert. Diese Abweisseflächen bieten den doppelten Vorteil, daß die Materialien schon beim Einfüllen nach der Mitte rutschen und stets wieder die Neigung haben, sich dorthin zurück zu bewegen, während anderseits scharfe Ecken in der Trommel vermieden werden, in denen sich Material absetzen könnte. Das Ueberkollern und die innige Durchmischung der Materialien wird noch befördert durch vier feststehende Mischschaufeln, von denen zwei über die ganze Breite der Mantelfläche reichen, sodaß in kürzester Zeit eine durchaus innige Mischung der Materialien erzielt werden kann. Die Reinigung der Trommel ist bei dieser Anordnung eine sehr einfache, der Verschleiß gering.

Die Entleerung der Maschine erfolgt durch eine Schüttrinne, die aber, wie Abbildungen 2 und 3 erkennen lassen, in zweckmäßiger Weise durch einen drehbaren Bügel mit dem Maschinengestell derart verbunden ist, daß während der Mischarbeit die Schüttrinne außerhalb der Trommel liegt und nur zwecks Entleerung in diese hinein gekippt wird. Man kann mit dieser Schüttrinne auch Proben aus der Trommel entnehmen, ohne gleich die ganze Füllung zu entleeren. Die Anordnung ist also eine sehr einfache und zweckmäßige. Die Füllung erfolgt in üblicher Weise mit feststehendem Fülltrichter.

Die Konstruktion der Maschine ist übrigens eine sehr einfache. Die äußere zylindrische Form der Trommel gestattet, diese auf vier Rollen in bekannter Weise zu lagern und durch auf die Trommel aufgeschobenen Zahnkranz die Trommel anzutreiben. Die Rollen, sowie die Antriebswelle mit Zahnrad sind in einem gußeisernen Rahmen montiert. Der Zahnkranz ist auf die Trommel leicht lösbar aufgeschoben, sodaß unter Umständen eine Auswechselung der Trommel keine Schwierigkeiten macht. Der Trommelmantel ist geschweißt. Sämtliche Konstruktionen sind patentiert.

Die Maschine wird feststehend auf Schwellen montiert mit Antriebscheibe (Abbildung 2) sowie mit einem automatisch abmessenden Wasserkasten (Abb. 3) geliefert. Die Einfüllöffnung liegt hierbei so niedrig, daß ein Materialaufzug nicht erforderlich ist. Sie wird in vier Größen gebaut mit 100, 170, 250 und 500 l Fassung und bei 30–40 Füllungen in einer Stunde von etwa 3–4, 5–7, 7,5–10, 15–20 cbm Leistung (nach Angabe der Firma). Der Kraftbedarf soll sich dabei auf etwa 2, 2,5–4, 4–5,5, 6 bis 8 PS. stellen.

Die Maschine wird auch fahrbar geliefert, mit und ohne Motor, Materialaufzug und Winde. Abbildung 4 zeigt die vollkommenste Form auf schwerem Wagengestell, Materialaufzug, Winde zum Hochziehen des gemischten Materials im Bau und eigenem, auf dem Fahrgestell aufmontierten Benzinmotor. Der Kraftverbrauch ist hier natürlich entsprechend größer (etwa 3–4 PS. mehr).

Die Maschine erscheint in allgemeiner Anordnung und Einzelheiten durchaus zweckmäßig durchgebildet. —

## Von der XV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin 1912.



ür die hohe Bedeutung des Betonbaues und seine vielseitige Anwendungsmöglichkeit, sowie für das große Interesse, das dieser Bauweise aus allen Kreisen des Bauwesens in stetig steigendem Maße entgegen gebracht wird, war die diesjährige Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“, die vom 26.–28. Februar unter der Leitung des neuen Vorsitzenden, Hrn. Ing. Alfred Hüser, Oberkassel, in Berlin getagt hat, ein neuer Beweis. Nicht weniger als 699 Namen, darunter Vertre-

ter aus allen Teilen Deutschlands, aus den Kreisen der staatlichen und städtischen Behörden wie des privaten Bauwesens, führte die Teilnehmerliste an, und gewiß werden Alle dem fast überreichen Programm mit seiner Fülle interessanter Vorträge und Vorlesungen mit großem Interesse gefolgt sein und werden den Eindruck mitgenommen haben, daß in dem Verein ernste Arbeit geleistet wird und daß er mit Energie danach strebt, die von ihm vertretene Bauweise technisch und wissenschaftlich zu fördern und weiter zu bilden.

Daß der Verein auch die wirtschaftlichen Fragen seines Gebietes in sein Programm in neuerer Zeit aufgenommen hat, war eine natürliche Folge der heutigen Entwicklung mit ihren starken Interessen-Gegensätzen, die der Einzelne allein nicht mehr überwinden kann. So gingen auch der diesjährigen Versammlung nur den Mitgliedern zugängliche Beratungen voraus, die neben inneren Vereinsangelegenheiten auch eine Reihe für die Beton-Industrie wichtiger wirtschaftlicher Fragen zum Gegenstand hatten, so: die Arbeiterfrage und die des Zusammenschlusses der Arbeitgeber, das Submissionswesen, die Stellung zu Industrie und Handwerk, die Ausbildung von Lehrlingen, ferner Fragen der Versicherung und Haftpflicht, sodann Lieferungs-Bedingungen für Zement- und Beton-Rundeisen. Auch die wichtige Frage der technischen Erfahrungen bei Bauunfällen wurde im engeren Kreise der Mitglieder eingehender verhandelt.

Die öffentliche Versammlung wurde von dem Vorsitzenden durch Worte der Begrüßung und des Dankes eingeleitet an die Behörden, die ihr Interesse durch Entsendung von Vertretern zum Ausdruck gebracht haben, an die technischen Hochschulen, die in ihren Material-Prüfungs-Aemtern dem Verein bei seinen wissenschaftlichen Arbeiten so wichtige Dienste leisteten. Er gedachte ferner der besonderen Ehrungen, die einzelnen Mitgliedern durch Ernennung zum Doktor-Ingenieur zuteil geworden sind, so dem früheren langjährigen Vereinsvorsitzenden, jetzt Ehrenvorsitzenden Kommerzien-Rat Dr.-Ing. Eug. Dyckerhoff in Biebrich a. Rh. und ganz kürzlich dem Professor Dr.-Ing. E. Mörsch in Neustadt a. d. H.

Der Vorsitzende berührte ferner den Kampf, den der Verein zu führen gezwungen sei durch die Veröffentlichungen des Stahlwerks-Verbandes, in welchen dieser den Eisenbetonbau in unberechtigter Weise angegriffen und herabgesetzt habe. Er bedauere diesen Streit um so mehr, als die beiden Vereine so viele Berührungspunkte hätten, daß sie viel besser daran täten, gemeinsam zu arbeiten, als sich zu bekämpfen. Der „Deutsche Beton-Verein“ sei auch jetzt dazu bereit, zu einer Verständigung und zu gemeinsamer Arbeit die Hand zu bieten. Er könne aber auch dem Ausgang des Kampfes, der für beide Teile kein Existenzkampf, sondern nur ein solcher um die mächtigere Entfaltung sei, mit Ruhe entgegen sehen.

Es wird dann zunächst wie üblich in die Besprechung des Geschäftsberichtes eingetreten, der gedruckt vorliegt. Wir entnehmen demselben, daß der Verein zurzeit 156 ordentliche, 72 außerordentliche und 20 beratende Mitglieder zählt, zusammen also 248 gegen 227 im Vorjahre. Die Anteile der ordentlichen Mitglieder sind von 679 auf 770 gestiegen mit einer Beitragssumme von 68 500 M. jährlich.

Eine außerordentlich wichtige Frage bildet für den Betonbau diejenige der zu verwendenden Materialien. Bezüglich des Bindemittels ist die Frage im wesentlichen geklärt, nicht aber durchweg für die Zuschläge. So steht augenblicklich die Frage der Verwendung der Hochofenschlacken zur Betonbereitung im Vordergrund des Interesses. Bei den ungeheuren Abgängen an Schlacken ist deren Verwertung eine Frage von hoher wirtschaftlicher Bedeutung. Der „Verein Deutscher Eisenhüttenleute“ hatte nun angeregt, die Frage der Verwendbarkeit der Schlacken zum Beton in das Arbeitsprogramm des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ aufzunehmen, was aber abgelehnt werden mußte, um das ohnehin schon große Programm dieses Ausschusses nicht noch mehr zu erweitern. Dagegen ist aus Vertretern des preußischen Ministeriums, des Reichsmarineamtes, des Materialprüfungsamtes Gr.-Lichterfelde, des „Vereins Deutscher Eisenhüttenleute“ und des „Deutschen Beton-Vereins“ ein Ausschuß gebildet worden, der zunächst ein Arbeitsprogramm zur Prüfung der Schlacken auf ihre Eignung aufstellen soll. Eine Bereisung der Eisenhüttenwerke in Westfalen, Luxemburg und Lothringen zur Entnahme von Schlackenproben hat bereits stattgefunden.

Der Vorsitzende faßte die augenblickliche Sachlage dahin zusammen, daß bei der großen Verschiedenheit der Schlacken, die selbst in den gleichen Werken sehr verschiedenen Charakter trügen, die Betonindustrie trotz der guten Erfolge an einigen Stellen der Anwendung der Schlacke mit großer Vorsicht gegenüberstehen müsse. Es gebe bisher kein sicheres, einfaches Mittel, um die Eignung der Schlacke zu erkennen. Auch das lange Lagern auf der Halde, ohne daß sich Zersetzungserscheinungen zeigten, sei kein Beweis für die Eignung der Schlacke, denn solche Stücke zerfielen, aus der Halde herausgenommen oft noch nach Monaten zu Sand. Es sei also unmöglich Schlacke allgemein zur Verwendung als Zuschlag zum Beton zuzulassen und wenn dahin gehende ministerielle Bestimmungen etwa erlassen würden,

so müsse sich, so lange nicht ein sicheres, einfaches Prüfungsverfahren gefunden sei, die Betonindustrie dadurch schützen, daß sie von Lieferanten in jedem Falle eine Garantie verlangen müsse, daß die betr. Schlacke brauchbar und haltbar sei.

Eine weitere wichtige Frage ist die der Verwendung des Bimskieses und Bimssandes zur Betonbereitung, die neuerdings immer größere Bedeutung gewinnt, seitdem diese Materialien namentlich in Verbindung mit Eisen auch zu tragenden Konstruktionen in steigendem Maße Verwendung finden. Das geringe spezifische Gewicht, Wärme-Isolierung usw. lassen diese Materialien für bestimmte Zwecke als sehr brauchbar erscheinen, ihre geringe Festigkeit, ferner die besonderen Anforderungen, die sie an die Verarbeitung stellen, mahnen aber zur Vorsicht. Der Verein hat daher planmäßige Versuche angestellt, die sich auf Raumgewicht, Festigkeit von Bimsbeton in verschiedenen Mischungen, und zwar hauptsächlich mit wechselndem Zusatz von Quarzsand und Quarzkies beziehen, der bei tragenden Konstruktionen zur Erzielung ausreichender Festigkeit unbedingt erforderlich ist. Die Versuche wurden von einer Reihe von Firmen auf eigene Kosten angestellt. Es wurden Druckversuche durchgeführt mit Würfeln von 30 cm Kantenlänge, und zwar, unter Verwendung folgender Zuschlagsmaterialien: Bimskies und -Sand allein, Quarzsand mit Bimskies, Bimssand mit Quarzkies, Bimssand mit Quarzsand. In allen Gruppen wurden die Mischungen 1:3, 1:4, 1:5 geprüft, und zwar jeweils erdfeucht und plastisch. Ueber den erforderlichen Wasserzusatz wurden besondere Versuche angestellt. Das Material sollte dabei in wassergesättigtem Zustande zur Verwendung kommen. Der Sand hatte Korngröße bis 7 mm, der Kies von 7—25 mm. Das Gewicht der Würfel wurde unmittelbar vor der Druckprobe, also nach 28 tägigem Lagern unter feuchtem Sand, ferner auch nach der Prüfung, also in lufttrockenem Zustand bestimmt.

Es wurden ferner Versuche angestellt über die Rostsicherheit des Eisens in 8 cm starken Platten mit 2 cm starker Ueberdeckung im Mischungsverhältnis 1:4, sonst, wie oben angegeben, aus den verschiedenen Zuschlägen gemischt. Die Platten wurden nach 4 Tagen der Witterung ausgesetzt.

Ueber die Versuche, die abgeschlossen vorliegen, berichtete Hr. Ob.-Ing. Meisenhelder, Neustadt a. d. H. Hiernach wurde der Wasserzusatz bei den plastischen Proben zu 7, bei den erdfeuchten Proben zu 3%, bezogen auf sämtliche Materialien, bestimmt. (Wie schon erwähnt, waren aber vorher alle Materialien schon mit Wasser gesättigt und man ließ sie nur auf einem Sieb etwas abtropfen. Man wollte damit ein verschiedenes Aufsaugen des Wassers durch die Materialien verhindern, einen gleichmäßigen Wasserzusatz für alle Versuchskörper erreichen). Ein richtiges Stampfen der Masse war natürlich nicht möglich, da sonst die Körner zertrümmert wurden. Statt der sonst üblichen 12 kg schweren Stampfer mußten ganz leichte angewendet werden.

Was die Rostsicherheit betrifft, so war diese nur bei vorherigem sorgfältigem Einschlemmen der Eisen im porösen Beton vorhanden. Eine Ueberlegenheit des erdfeuchten über den plastischen Mörtel konnte nicht festgestellt werden, bei einigen Mischungen zeigte sogar die plastische höhere Festigkeiten.

Bei den Körpern aus reinem Bimssand und Bimskies ergaben sich Festigkeiten von 50—90 kg/qcm, während sich das Gewicht für 1 cbm lufttrocken auf 1090—1290, feucht auf 1250—1450 kg stellte. Das Gewicht ist also nach diesen Versuchen tatsächlich höher als man bisher annahm. Die preuß. Belastungsvorschriften geben z. B. 900—1100, i. M. 1000 kg/cbm an. Bei der Mischung Quarzsand mit Bimskies stieg das Raumgewicht schon auf 1440—1620 bzw. 1680—1750 kg/cbm, die Festigkeit auf 100—145 kg/qcm und bei der Mischung Bimssand mit Quarzkies wurden Festigkeiten und Gewichte erzielt, die sich dem gewöhnlichen Kiesbeton schon stark nähern. Will man also ausreichende Festigkeit haben, so muß man schon ein etwas höheres Gewicht mit in den Kauf nehmen.

Die Versuche sollen übrigens noch fortgesetzt werden mit auf Biegung beanspruchten Platten und Balken.

Von Bedeutung für den Eisenbetonbau ist ferner die Aufstellung von Gütevorschriften für Betonrundeisen, die der Verein seit einigen Jahren aufgenommen hat. Es ist gemeinsam mit den Vertretern des „Vereins Deutscher Eisenhüttenleute“ und dem Material-Prüfungs-Amt Gr.-Lichterfelde ein Arbeitsplan aufgestellt worden. Es sollen aus dem Handel entnommene Rundeisen von 7, 10, 15, 20, 25, 30 und 40 mm Durchm. geprüft werden auf Bruchfestigkeit, Streckgrenze und das prozentuale Verhältnis zwischen beiden, sowie auf Bruchdehnung und das Verhalten bei Kaltbiegung. Die Eisen werden aus 4



Erzeugungsgebieten Deutschlands entnommen und unbearbeitet mit Walzhaut geprüft. Es werden auch Vergleichsproben mit Eisen im ausgeglühten Zustande gemacht. Es werden ferner eine Reihe wissenschaftlicher Versuche vorgenommen, die Aufschluß über die Aenderung der Bruchfestigkeit und Fließgrenze mit wachsendem Durchmesser geben sollen. Die Proben werden an Eisen der gleichen Charge bzw. an Eisen, die aus dem-

selben Block gewalzt sind, vorgenommen. Die Kosten der ersten Versuche trägt der „Deutsche Beton-Verein“, der letzteren die Hüttenwerke, die außerdem selbst Parallelversuche ausführen. Ueber das Ergebnis ist noch nichts zu berichten. Man hofft daraus Gütevorschriften zu gewinnen, zu deren Aufstellung nach Mitteilung des Vorsitzenden z. Zt. bei den Eisenhüttenleuten aber noch keine große Geneigtheit zu bestehen scheint. — (Schluß folgt.)

## Von der XXXV. General-Versammlung des Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten.

**L**nmittelbar anschließend an die Tagung des „Deutschen Beton-Vereins“ folgte vom 29. Februar bis 2. März d. J. die 35. ordentliche General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, die vom Vereins-Vorsitzenden Dir. Dr. Müller, Kalkberge (Mark) geleitet wurde und sich ebenfalls eines außerordentlich regen Besuches erfreute. Die Verhandlungen und Vorträge ließen erkennen, daß die deutsche Portland-Zement-Industrie in ihrer Entwicklung nicht stille steht, daß einerseits rastlos daran gearbeitet wird, die Herstellungsmethoden zu verbessern, zu vereinfachen und durch Ersatz der Menschenkraft durch Maschinen zu verbilligen, daß aber andererseits unter Führung des Vereins auch an einer stetigen Verbesserung des Erzeugnisses gearbeitet wird und daß auch rein wissenschaftliche Bestrebungen, so die schwierige Frage der Konstitution des Portland-Zementes, an der schon so Viele gearbeitet haben, einer endgültigen Lösung entgegenzuführen, vom Verein mit Interesse verfolgt und gefördert werden.

Der Vorsitzende eröffnet die Versammlung mit Worten der Begrüßung und gedachte dann mit warmen Worten der Mitglieder, die der Verein im vergangenen Jahre durch den Tod verloren hat, vor allem seines, um die Entwicklung der Zementindustrie hochverdienten Ehrenmitgliedes Prof. Dr. Michailis zu Berlin. Redner wies sodann auf die erfreuliche Entwicklung des Vereins hin, dessen Mitglieder im vergangenen Jahre ihre Erzeugung von Portland-Zement um 85 Anteile, d. h. 4 250 000 Faß erhöhten, sodaß die Gesamtproduktion des Vereins jetzt 34,25 Mill. Faß beträgt. Er konnte ferner die erfreuliche Mitteilung machen, daß die neuen Normen für Portland-Zement im Laufe des Jahres 1911 in allen deutschen Bundesstaaten und freien Städten angenommen worden sind, sodaß sie nunmehr als „deutsche Normen“ bezeichnet werden können.

Der Vorsitzende fordert dann die Mitglieder des Vereins auf, doch möglichst zahlreich an den Verhandlungen des „Internationalen Verbandes für die Material-Prüfungen der Technik“ teilzunehmen, der in diesem Jahre im September in Washington und New York tagt und in denen über wichtige Fragen entschieden wird. Es sei dringend erwünscht, daß recht viele Vertreter der deutschen Portland-Zement-Industrie der Tagung anwohnen, um vor ähnlichen Ueberraschungen bewahrt zu bleiben, wie sie bei der letzten Tagung des Verbandes in Kopenhagen vorgekommen seien. Der „Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik“ habe, gestützt auf eine große Fülle einwandfreien Materials, übrigens bereits den Antrag beim internationalen Verbands gestellt, den in Kopenhagen gefaßten Beschluß bezüglich der Einführung der Le Chatelier-Probe als beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe wieder aufzuheben.

Der Vereinsvorstand habe seinerseits den Antrag gestellt, Portland-Zement mit einem Höchstgehalt von 2,5%  $\text{SO}_3$  für alle Verwendungszwecke zuzulassen, nachdem durch einwandfreie Versuche festgestellt sei, daß dieser Gehalt weder im Süß- noch im Seewasser einen schädlichen Einfluß auf das Verhalten und die Raumbeständigkeit des Zementes ausübe. Für den deutschen Portland-Zement ist diese Frage wichtig, da die deutschen Normen 2,5% zulassen, während einige Länder, die für den Export in Frage kommen, nur geringere Mengen  $\text{SO}_3$  gestatten, sodaß der deutsche Portland-Zement dort nicht konkurrieren kann.

Aus der dem Antrage beigegebenen Begründung, die im Geschäftsbericht des Vereins 1911 zum Abdruck gekommen ist, entnehmen wir, daß England 2,75, Oesterreich 2,5, Kanada 2, die Vereinigten Staaten von Nordamerika und Rußland nur 1,75%  $\text{SO}_3$ -Gehalt zulassen. Eine Reihe von Ländern geben außerdem verschiedene Vorschriften, je nachdem der Zement im Süß- oder Seewasser Verwendung findet. Frankreich und Brasilien gestatten im ersteren Falle 3, im anderen nur 1,5%, Japan 2 bzw. 1,5, Argentinien 2,4 bzw. 1,2%.

Schließlich weist der Vorsitzende noch darauf hin, daß das Werk „Der Portland-Zement und seine Anwendungen im Bauwesen“ soweit fertig gestellt sei,

daß es demnächst erscheinen könne. Die vielen neuen Erfahrungen, die durch ausgedehnte Versuche in den letzten Jahren gewonnen worden sind, haben eine wesentliche Vergrößerung des Werkes nötig gemacht, dessen Preis vom Verein auf 12 M. festgesetzt wird.

Es folgt nun die Erledigung geschäftlicher Angelegenheiten. Der Kassierer Hr. Dir. Siber, Stettin-Bredow, erstattet den Kassenbericht, der ein erfreuliches Bild von der Finanzlage des Vereins bietet, und erhielt Entlastung. Der bisherige Vorstand an seiner Spitze, Dir. Dr. Müller, wird dann wiedergewählt. Zu den Satzungen wird für den Fall, daß diese Abänderung sich rechtlich als notwendig erweist, der ausdrückliche Zusatz beschlossen, daß die Ehrenmitglieder des Vorstandes in diesem auch Stimmrecht besitzen sollen.

Hr. Dr. Framm, Karlshorst, erstattet dann Bericht über die Tätigkeit des Vereins-Laboratoriums im vergangenen Jahr. Das Laboratorium steht im zehnten Betriebsjahr und zeigt einen erfreulichen Aufschwung in seiner Inanspruchnahme durch Vereinsmitglieder und Außenstehende. Die Zahl der beantragten Prüfungen hat sich von 416 i. J. 1909, 513 i. J. 1910 auf 602 i. J. 1911 erhöht.

Wie üblich wurden sämtliche Vereinszemente im Handel aufgekauft und im Laboratorium nach den Normen geprüft und vollständig chemisch analysiert. Die Proben zeigen eine weitere Verringerung des Siebrückstandes (also eine weitere Verfeinerung der Mahlung), der seit 1908 von 21,6 auf 18,7% i. J. 1911 auf dem 4900 Maschensieb zurück gegangen ist. Die Zugfestigkeiten sind in derselben Zeit von 24,46 auf 27,4 kg/qcm i. M. bei 28 Tagen Wasser-Erhärtung gestiegen, die Druckfestigkeiten von 245,5 auf 299 kg/qcm ebenfalls bei Wasser-Erhärtung. Bei der kombinierten Erhärtung ergab sich für 1909 und 1910 übereinstimmend der Mittelwert 351, für 1911 dagegen 360 kg/qcm Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

Betrachtet man die Zugfestigkeiten des Jahres 1911 für sich, so ergaben sich nach 28 Tagen Wassererhärtung Festigkeiten von 16–40 kg/qcm, jedoch lagen bei 99 untersuchten Zementen nur bei 2 die Festigkeiten unter 20 kg, bei 45 dagegen zwischen 25 und 30 und noch bei 20 zwischen 30 und 35 kg/qcm. Bei der kombinierten Erhärtung ergaben sich Werte zwischen 20 und 50 kg/qcm, wobei nur 3 Zemente unter 30 kg Zugfestigkeit, dagegen 75 zwischen 30 und 45 kg/qcm zeigten. Die Druckfestigkeiten bewegten sich bei Wassererhärtung zwischen 180 und 500 kg/qcm, jedoch blieb nur 1 Zement unter 200, während 77 zwischen 200 und 350 kg/qcm Druckfestigkeit aufwiesen. Bei der kombinierten Erhärtung betrug die Druckfestigkeit 250–550 kg/qcm, davon bewegten sich 72 in den Grenzen von 250 bis 400 kg/qcm, während 27 eine höhere Festigkeit aufwiesen.

Das Laboratorium hat außerdem an einer großen Reihe umfangreicher wissenschaftlicher Untersuchungen mitgearbeitet, auf die hier nicht im Einzelnen näher eingegangen werden kann.

Es sei hier gleich erwähnt, daß das Laboratorium vergleichende Versuche angestellt hat bezüglich der 50-t-Pressen, Bauart Martens, die zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Normen-Würfeln von 10 cm Kantenlänge dienen soll. Sie wird in etwas verschiedener Ausführung gebaut von der Augsburg-Nürnberger Maschinenfabrik und dem Mechaniker O. Richter in Dresden. Die Versuche haben gezeigt, daß beide Maschinen, die mit der bekanntlich vorzüglich arbeitenden Amsler-Laffon'schen Presse für feinere Untersuchungen verglichen wurden, hinsichtlich ihrer Genauigkeit und Handhabung den Anforderungen entsprechen, die an eine einfache Laboratoriumspresse gestellt werden können. Nur wird der Preis als zu hoch angesehen, sodaß die allgemeine Einführung dadurch erschwert werde. Der anwesende Hr. Richter erklärt sich zu wesentlichem Entgegenkommen bereit, sobald ihm die Ausführung der Maschine in größerer Anzahl zugesichert sei. — (Schluß folgt.)

Inhalt: Neue Versuche mit ringbewehrten Säulen. — „Viktoria“ Beton- und Mörtelmischmaschine. — Von der XV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins zu Berlin 1912. — Von der XXXV. General-Versammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 6.

### Die neuen Straßenbrücken im oberen Ahrtal.

Von Regierungs-Baumeister a. D. Schluckebier in Oberkassel (Siegkreis).

Hierzu die Abbildungen Seite 44 und 45.



Im Anschluß an das preußische „Gesetz gegen die Verunstaltung von Ortschaften und landschaftlich hervorragenden Gegenden“ vom 15. Juli 1907 haben die Ministerien des Inneren und der öffentlichen Arbeiten einen Erlaß veröffentlicht, in dem es heißt: „Es ist in hohem Maße erwünscht, beim bauenden Pub-

likum die Erkenntnis zu wecken und zu befestigen, daß ein Straßen-, Stadt- und Landschaftsbild, möge es sich auch aus noch so einfachen und scheinbar anspruchslosen Teilen zusammensetzen, ein kulturgeschichtliches Erbe ist, dessen Wert erkannt und gewürdigt werden muß, daß es im künstlerischen Sinne ein Ganzes bildet, das durch aufdringliche, unschöne und fremdartige Neubauten ebenso sehr

geschädigt wird, wie durch Beseitigung wesentlicher Teile des Vorhandenen.“

Diese Sätze, deren verständnisvolle Anwendung auf allen Gebieten des Bauwesens zu wünschen ist, gaben die Richtschnur für die äußere Gestaltung einer Reihe von Brücken, welche neuerdings im Gebiete der Ahr, einem Nebenflüßchen des Rheins, hergestellt worden sind. Dort hatte bekanntlich im Juni 1910 ein Hochwasser in wenigen Stunden über 20 Brücken zerstört. Es waren teils gewölbte, teils Balken-Brücken, durchweg Bauwerke urwüchsiger Art und fast alle von ehrwürdigem Alter. Gerade deshalb aber wurden sie vom Beschauer weniger als Gebilde der Menschenhand, denn als natürliches Zubehör zur Landschaft empfunden und sie bildeten den Mittelpunkt manches reizvollen Orts- und Landschaftsbildes.

Bei der Eile, mit welcher die Beseitigung der



Abbildung 7. Neue Brücke im oberen Ahrtal bei Schuld. [(Alte Brücke vergl. S. 45.)



Hochwasserschäden zu erfolgen hatte, und bei der Knappheit der verfügbaren Mittel lag die Gefahr nahe, daß manche alte Schönheit für immer zerstört, ja durch einen unverständigen Ersatzbau in das Gegenteil gewandelt werden konnte. Diese Gefahr wurde jedoch insbesondere von den maßgebenden Stellen des Kreises Adenau, auf welchen die große Mehrzahl der Brücken-Einstürze entfiel, klar erkannt, und es wurde dafür gesorgt, daß die Neubauten nicht nur alle Erfordernisse des Verkehrs und der gefahrlosen Hochwasser-Abführung erfüllen, sondern sich auch durch ihre äußere Erscheinung in anmutiger Weise der Umgebung anpassen.

In technischer Hinsicht bieten die Bauwerke nichts Bemerkenswertes. Es ist natürlich auf vergrößerte Lichtweiten, tiefere Pfeilergründung und bequemere Fahrbahn-Abmessungen ausgiebig Bedacht genommen, und es sind alle Brücken massiv, und zwar zum weitaus größten Teil als gewölbte Stampfbeton-Brücken, hergestellt worden, da die Kiesablagerungen des Hochwassers hierfür stellenweise den geeigneten Baustoff darboten.

In architektonischer Hinsicht konnte die Aufgabe am besten durch enge Anknüpfung an die For-

empfundener werden müssen und daß sie geradezu häßlich wirken, wenn, wie im vorliegenden Fall, Sparsamkeitsgründe eine eindrucksvolle Gliederung verbieten.

Die Bruchsteinverblendung besitzt in dem Wechsel von Steinfläche und Fuge eine solche Gliederung ohne weiteres, und ihr Aussehen gewinnt noch unter dem Einfluß der Witterung. Bei ihr bedarf es keinerlei künstlicher Mittel zur Belebung durch Schattenwirkungen u. dergl., und es ist daher bei allen Brücken auf die Anordnung von weit vorgekragten Gesimsen, Konsolen und Lisenen verzichtet worden. Abbildung 3 läßt die Behandlung der Verblendung erkennen. Das Mauerwerk ist durchaus rauh gehalten, der wagrechte Schichtenverlauf ist häufig unterbrochen, die Schichthöhe wechselt stark. Die Fugen sind gleich beim Aufmauern mit Zementmörtel verstrichen worden. Die Pfeilervorköpfe sind sehr einfach und schlicht geformt. Ihre Hauben haben Werksteinabdeckungen aus rauh gespitzter Basaltlava erhalten.

Wo es zu ermöglichen war, ist gemauerten Brüstungen der Vorzug vor eisernen Geländern gegeben worden. Letztere waren leider bei einigen einspurigen Brücken nicht zu vermeiden, da hier massive Brüstungen wegen der erforderlichen Gewölbe-

Verbreiterung unverhältnismäßige Kosten verursacht hätten. Wie sehr eine vollwandige Brüstung den Eindruck einer Brücke zu steigern vermag, zeigt beispielsweise der Vergleich von Abbildung 3 mit Abbildung 1. Etwaige Gefällumkehrpunkte der Fahrbahn sind in der oberen Begrenzung der Brüstungen nicht etwa durch eine Uebergangskurve verwischt, sondern als Knickpunkte klar zum Ausdruck gebracht, ein Verfahren, das von zahlreichen älteren Brücken her bekannt ist und den Bauwerken immer etwas Herbes und Ursprüngliches verleiht.

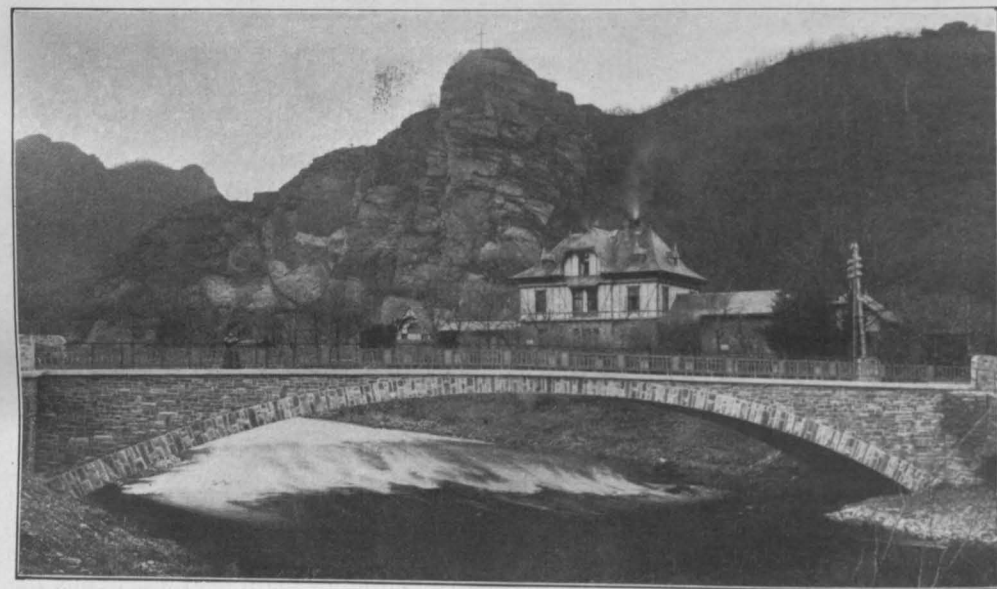


Abbildung 8. Neue Brücke bei Altenahr.

men der älteren Brücken der Gegend gelöst werden. Das veranlaßte insbesondere dazu, große Lichtweiten in einer Oeffnung zu vermeiden. Bei den Brücken mit 33, 35 und 37<sup>m</sup> Gesamtlichtweite mußte also eine Einteilung in mehrere Oeffnungen erfolgen, wobei natürlich die örtliche Gestaltung des Flußbettes zu beachten war. Wo es anging, wurde die Dreizahl der Oeffnungen gewählt, indem einer größeren Mittel-Oeffnung zwei kleinere Seitenöffnungen angefügt wurden. Wo die Zweizahl geboten war, wurde die unsymmetrische Form bevorzugt. Diese Teilung kann bei richtiger Wahl der Oeffnungsweiten sehr malerische Bilder liefern. Abbildung 1 zeigt als Beispiel hierfür eine Brücke, bei welcher die Teilung annähernd nach dem goldenen Schnitt erfolgt ist. Die symmetrische Stellung des Mittelpfeilers verleiht dagegen einer Brücke leicht etwas Steifes und Hartes, wofür Abbildung 2 ein Beispiel gibt.

Die äußeren Ansichtsflächen aller gewölbten Brücken sind mit Bruchsteinen verblendet worden. Die Wetterbeständigkeit geputzter oder mit Vorsatz-Beton behandelter Flächen erschien bei dem rauen Eifelklima der oberen Ahr nicht ganz zweifelsfrei, da die Arbeiten größtenteils in den Spätherbst- und Wintermonaten unter teilweise recht ungünstigen Umständen auszuführen waren. Es ist aber auch nicht zu verkennen, daß Bauwerke mit derartigen Flächen in rein ländlicher Umgebung, neben den bescheidenen Gehöften weltentlegener Dörfer als Fremdkörper

5, 6 auf S. 45 u. 7 auf S. 41 ermöglichen durch Gegenüberstellung des alten und des neuen Zustandes ein Urteil darüber, wie weit es gelungen ist, die eingangs ausgesprochenen Gedanken zu verwirklichen. Daß die ausgesprochenen Grundsätze für die architektonische Ausgestaltung der Brücken richtig waren, dürfte als „Gegenbeispiel“ auch Abbildung 8 dartun. Bei diesem für eine andere Verwaltung ausgeführten Bauwerk wurde sowohl auf eine Teilung der Lichtweite als auch auf die Anordnung einer geschlossenen Brüstung verzichtet. Die Brücke entbehrt des richtigen Maßstabes zur Umgebung und wirkt trotz der stattlichen Spannweite von 36<sup>m</sup> etwas kleinlich.

Man braucht kein Lobredner der Vergangenheit zu sein, um anzuerkennen, daß es ein gesunder Gedanke ist, auch im Brückenbau an die alten überlieferten Formen anzuknüpfen und die Bestrebungen aufzunehmen, die durch die Worte „Heimatschutz“ und „Denkmalpflege“ gekennzeichnet werden. Auf diesem Wege wird sich jedenfalls der Massivbrückenbau viele neue Freunde erwerben können.

Die beschriebenen Brücken, von denen nur ein kleiner Teil im Bilde wiedergegeben werden konnte, sind von der Firma Hüser & Cie. in Oberkassel (Siegkreis) entworfen und ausgeführt worden. Für die architektonische Ausgestaltung waren dabei die Anregungen des Hrn. Kreisbaumeister Wald in Adenau maßgebend. —



Es folgen die Berichte der verschiedenen Kommissionen, auf die wir nicht im Einzelnen eingehen können, es seien vielmehr nur einige wichtige Fragen erwähnt. Der neue Arbeitsplan der Meerwasser-Kommission, über den Hr. Dir. Goslich, Zülchow, berichtete, befindet sich in Ausführung. Das Arbeitsprogramm ist ursprünglich auf Grund eingehender Vorversuche von Hrn. Prof. Dr.-Ing. Rud. Dyckerhoff, Amöneburg, vorgeschlagen, dann aber in einer gemeinschaftlichen Beratung von Vertretern des preuß. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, des Reichs-Marineamtes, des Material-Prüfungsamtes Gr.-Lichterfelde und des Vereins noch erheblich erweitert worden. Es handelt sich um Untersuchungen über das Verhalten von fein und grob gemahlenem Zement im Seewasser, wobei Parallelversuche im Süßwasser ausgeführt werden. Es kommen 2 deutsche Zemente mit rund 15 bzw. 35% Rückstand auf dem 5000 Maschensieb zur Verwendung, daneben 2 engl. Zemente. Untersucht werden sollen Mischungen 1:3 gemischtkörniger Sand, normenmäßig eingeschlagen und nach 24 Std. unter Wasser gebracht, desgleichen nach 5 Std., desgl. plastisch eingefüllt und sogleich mit der Form unter Wasser gebracht. Die Zug- und Druckfestigkeiten sollen nach 7, 28 und 90 Tagen untersucht werden. Es wird also bei diesen Versuchen auch der Einfluß des Seewassers auf ganz frischen Zementmörtel festgestellt, während bisher die Proben erst in mehr oder weniger erhärtetem Zustande in das Seewasser gebracht wurden. Außerdem sollen auch Versuche in größerem Maßstabe mit Schüttbeton in der Mischung 1 Zement : 1 Traß : 0,5 Kalk : 3 Rohsand für die Altersklassen 7, 28, 180 und 360 Tage durchgeführt werden. Der Beton soll zwischen Holzwänden in 2 m Wassertiefe mit Trichtern geschüttet werden. Die Versuche sind auf Helgoland bereits im Gange, ein Teil der Proben soll dann nach Sylt ins Wattenmeer gebracht werden. Der Verein steuert zu den Versuchen 15000 M. bei, ein Teil der Prüfungen wird im Vereinslaboratorium durchgeführt.

Hr. Marine-Bmstr. Hedde, Berlin, bemerkt zu den Ausführungen, daß der grob gemahlene Zement sich im Meerwasser besser zu bewähren scheine gegenüber den chemischen Einflüssen als der fein gemahlene, der ja zwar die Erreichung höherer Festigkeiten gewährleiste. Auf letztere komme es aber bei Seebauten mit ihren großen Massen garnicht so an, da die Festigkeit nie voll ausgenutzt werde. Hr. Prof. Dr.-Ing. Rud. Dyckerhoff, Amöneburg, teilt dazu die Ergebnisse von ihm ausgeführter Versuche mit, die ebenfalls dem grob gemahlenen Zement den Vorzug zu geben scheinen.

Namens der Normen-Kommission berichtete Hr. Dr. Aug. Dyckerhoff, Amöneburg. Sie hat sich namentlich beschäftigt mit der bei dem „Internationalen Verbande“ in Vorschlag gebrachten Festigkeitsprüfung mit Prismen aus plastischem Mörtel. Es sollen darnach Prismen von 4 · 4 · 16 cm Abmessungen auf Biege-Festigkeit geprüft werden und die beiden Teile nach dem Bruch noch auf Druckfestigkeit. Für jeden Normalsand soll dabei nur ein einziger Wasserzusatz für die Mischung 1:3 verwendet werden, der für deutschen Normalsand rd. 10% betragen würde (bei der deutschen Normen-Prüfung werden bekanntlich die Wasserzusätze bei verschiedenen Zementen variiert). Die Mischung ist solange durchzuarbeiten, bis der Zustand größter Plastizität erreicht ist, dann ist der Mörtel in die Form einzufüllen. Die Kommission hat umfangreiche Versuche durchgeführt, deren Auswertung Hrn. Prof. Gary, Lichterfelde, übertragen ist. Die Ergebnisse der Untersuchungen gehen jedenfalls dahin, daß das neue Verfahren ebenso wie das bisherige bei Durchführung der Versuche an verschiedenen Stellen sehr erhebliche Abweichungen zeigt. Nach den deutschen Normenprüfungen sind die Abweichungen größer bei Zug- als bei Druckfestigkeitsproben. Deshalb hat man auch bei den neuen Normen die Druckprobe als entscheidende eingeführt. Namentlich bei den Langsambindern hat sich die Druckprobe als wesentlich zuverlässiger erwiesen. Das plastische Verfahren ist bezüglich der Druckfestigkeiten aber viel unzuverlässiger, es ist außerdem in seiner Durchführung schwieriger und zeitraubender als das bisherige. Die Kommission ist daher der Ansicht, daß in dem Prüfungsverfahren mit Prismen aus plastischem Mörtel kein Fortschritt zu erblicken sei, sodaß kein Grund vorliege, das alte bewährte Verfahren mit dem neuen zu vertauschen.

Im Anschluß an den Bericht der Normen-Kommission

nahm Hr. Dir. Goslich, Zülchow, noch das Wort, um unter Hinweis auf die durch Erlass des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 16. März 1909 erfolgte bedingte Gleichstellung von Portland-Zement und Eisen-Portland-Zement auf die Ergebnisse der neuesten Prüfungen hinzuweisen. Voraussetzung für diese Gleichstellung sollte der Nachweis gleicher Luftfestigkeit sein. Es liegen jetzt die Ergebnisse vergleichender Versuche von 5jähriger Dauer vor, die den Beweis erbringen, daß die Druckfestigkeit der Eisen-Portland-Zemente bei Luft-Erhärtung, namentlich bei den mageren Mischungen, erheblich hinter dem Portland-Zement zurückbleiben. Das sei namentlich wichtig für die Anwendung bei Eisenbetonbauten, die ja vorwiegend an der Luft erhärten müssen. Die Versuche hätten ferner ergeben, daß, wenn statt der Schlacke dem Portland-Zement fein gemahlener Sand hinzugefügt werde, die Druckfestigkeit nicht geringer sei, als bei Eisen-Portland-Zement. Es wurden 4 Eisen-Portland-Zemente und außerdem 4 sehr verschiedene Portland-Zemente untersucht, wovon letztere einmal mit 30% Schlacke, das andere Mal mit 30% fein gemahlenem Sand gemischt wurden. Nach 5 Jahren ergaben in der Mischung 1:3 die Portland-Zemente mit beiden Zusätzen übereinstimmend 642 kg/qcm, die Eisen-Portland-Zemente nur 551 kg/qcm. Mischung 1:5 ergab für Schlackezusatz 314, für Sandzusatz 249, für Eisen-Portland-Zement aber nur 238 kg/qcm. In der Mischung 1:7 war das Verhältnis 157, 122, 117 kg/qcm. Die Versuche wurden im Material-Prüfungsamt Gr.-Lichterfelde ausgeführt.

Die Ergebnisse der Versuche sollen veröffentlicht werden, ohne weitere Kritik daran zu knüpfen.

Bezüglich der Arbeiten der Kommission für Bindezeit und Raumbeständigkeit berichteten die Hrn. Dr. O. Strebel, Hemmoor, als jetziger Vorsitzender (an Stelle des Hrn. Dir. Schindler, Weisenau, der sein Amt niedergelegt hat) und Dr. A. Dyckerhoff, Amöneburg. Es wird zunächst dem früheren Vorsitzenden der Dank für seine langjährige erfolgreiche Tätigkeit ausgesprochen, dann berichtet, daß sich die Kommission mit dem Ausschuß V des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“ bezüglich der Frage der beschleunigten Probe für die Raumbeständigkeit in Verbindung gesetzt habe. Uebereinstimmend sei man der Anschauung, daß die Le Chatelier-Probe nicht die erforderliche Zuverlässigkeit besitze. Auf Vorschlag des Vorsitzenden hat sich die Kommission mit einem neuen Verfahren befaßt, die Ausdehnung der Zementkörper zu messen, die Versuche haben aber kein zufriedenstellendes Ergebnis gehabt, so daß die Sache nicht weiter verfolgt wurde.

Hr. Ghr. Dr. Schott, Heidelberg, vertritt die Anschauung, daß man auch in Deutschland auf die Dauer nicht ohne ein anerkanntes Verfahren für die beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe auskommen werde. Die Le Chatelier-Probe sei ja jedenfalls zu verwerfen, auch die Koch-Probe nicht einwandfrei. Die Heintzel'sche Probe lasse sich dagegen vielleicht als Vorprobe verwenden. Man solle in den Fabriken entsprechende Versuche durchführen. Hr. Dr. Kühl, Gr. Lichterfelde, tritt demgegenüber für eine weitere Ausbildung der Koch-Probe ein. Die Meinungen sind jedenfalls bisher nur nach der Richtung der allgemeinen Verwerfung der Le Chatelier-Probe geklärt.

Namens der Kommission zur Aufstellung eines einheitlichen Analysenganges für Portland-Zement berichtet Hr. Dr. Framm, Karlshorst, über das betr. Verfahren, das nunmehr völlig durchgebildet und den Mitgliedern bekannt gegeben ist, die sich durchweg zustimmend geäußert haben. Die Vorlage wird nun einstimmig angenommen.

Aus den Einzelberichten ist auch derjenige zu erwähnen über die Tätigkeit des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, in dem der Verein auch vertreten ist. Hr. Dir. Goslich, Zülchow, erstattete den Bericht. Da auch in den Verhandlungen des „Deutschen Beton-Vereins“ dieser Gegenstand Erwähnung findet, sei hier von weiteren Mitteilungen abgesehen.

Ein besonderer selbständiger Unterausschuß des „Deutschen Ausschusses“ beschäftigt sich mit dem Verhalten von Zement und Beton im Moore. Hr. Dr. A. Dyckerhoff berichtet über die bisherige Arbeit des Ausschusses, die zunächst in eingehenden chemischen Analysen von Moorwasser und Moorboden bestehen mußte, entnommen an den Stellen, wo die Proben gelagert werden sollten. Es liegen auch schon einige Ergebnisse der Versuche selbst vor, die erkennen lassen, daß ein Angriff überall stattgefunden hat, am stärksten in



Hochmooren, die in ihrem Wasser reich sind an Kohlen- säure und im Boden auch bedeutenden Schwefelgehalt besitzen. Von wesentlichem Einfluß ist — wie im Meer- wasser — für die Erhaltung ein dichter Mörtel. Außer- dem spielt die Beschaffenheit des Sandes eine große Rolle. Seesand und feiner Geestsand haben sich am schlech- testen bewährt. Das Anmachen der Körper mit Moor- wasser habe dagegen auf die Festigkeit keinen Einfluß. Es sind ferner Versuche eingeleitet, die sich auf die Wir-

alljährlich, Hr. Generaldir. von Prondzynski, Groscho- witz, über die Tätigkeit des wirtschaftlichen Aus- schusses im vergangenen Jahr, Hr. Reg.-Bmstr. O. Rie- pert, Charlottenburg, über die Tätigkeit der „Zentral- stelle für die Förderung der deutschen Portland- Zement-Industrie“, die gemäß Beschluß der General- Versammlung 1911 vom Vorstand eingerichtet wurde und unter Leitung des Berichterstatters am 15. Juli 1911 in Tätigkeit getreten ist. Aufgabe der Zentralstelle ist eine

ausgedehnte Werbetä- tigkeit für die Anwen- dung des Portland-Ze- mentes, die Bearbeitung wirtschaftlicher Fragen, die Herausgabe einer Zeitschrift „Mitteilun- gen der Zentralstelle“ usw., sowie eines Ver- einskalenders.

Derselbe Redner hielt auch einen mit Beifall aufgenommenen, inter- essanten Vortrag über „Grundlagen unse- rer Handels- und Zollpolitik“, in dem er sich über den ein- schneidenden Einfluß verbreitete, den das Zollwesen auf die Ent- wicklung der Industrie im guten und schlech- ten Sinne ausüben könn- ne, sodaß bei der Fest- legung von Zollsätzen durch die Regierung keinesfalls eine büro- kratische Handhabung Platz greifen dürfe, viel- mehr die Bedürfnisse der in Betracht kom- menden Industrie in jedem Einzelfall auf das sorgfältigste studiert werden müßten.

Auf allgemeinem Ge- biet lag auch ein Vor- trag des Hrn. Justizrat Dr. G. Neisser, Syn- dikus der Textil-Berufs- Genossenschaft in Bres- lau, der die Frage be- handelte „Was bringt die Reichsversiche- rungsordnung Neu- es“. In überaus klarer Darstellung verbreitete sich Redner über den Umfang der Versiche- rung, die Leistungen, die Versicherten und Arbeitgebern auferlegt sind, die Organisation der Versicherungsträ- ger (Kassen), die Be- hörden und das Verfah- ren. Redner schildert eingehend die Verän- derungen, die gegen- über den bisherigen Verhältnissen eingetre- ten sind. Die größten Veränderungen zeigen sich dabei in der Inva- liden-Versicherung. Die Ausführungen des Red- ners gipfeln darin, daß es sehr schwer sei, jetzt schon ein Urteil über den Gesamtwert des

Gesetzes zu fällen, in dem manchen Verbesserungen zahlreiche schwerwiegende Verschlechterungen gegen- über ständen. Vor allem sei bedauerlich, daß man vor der Selbstverwaltung der Versicherungsträger nicht den nötigen Respekt gehabt habe, ihm ein gewisses Mißtrauen entgegenbringe, das durch die bisherige Tätig- keit des Unternehmertums auf diesem Gebiete in kei- ner Weise gerechtfertigt sei. Hoffentlich lasse es sich das deutsche Unternehmertum nicht verdrießen, an einer



Abbildung 1. Neue Brücke bei Hönningen. 2 ungleiche Oeffnungen.

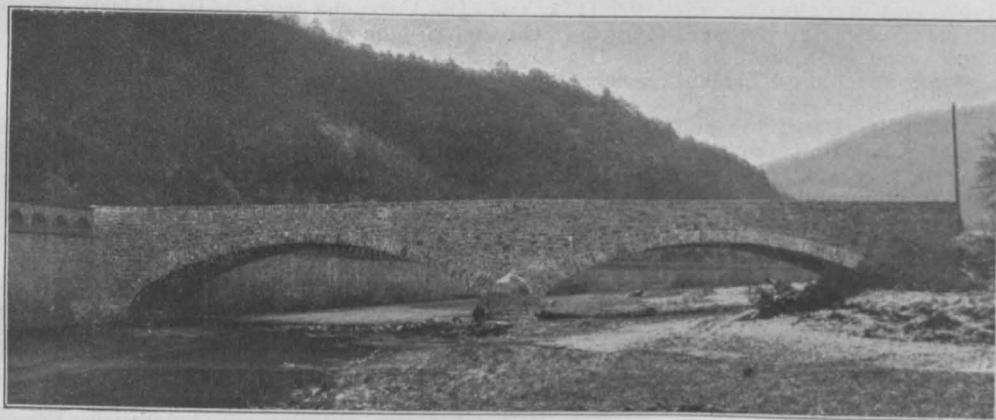


Abbildung 2. Neue Brücke bei Fuchshofen. 2 gleiche Oeffnungen.

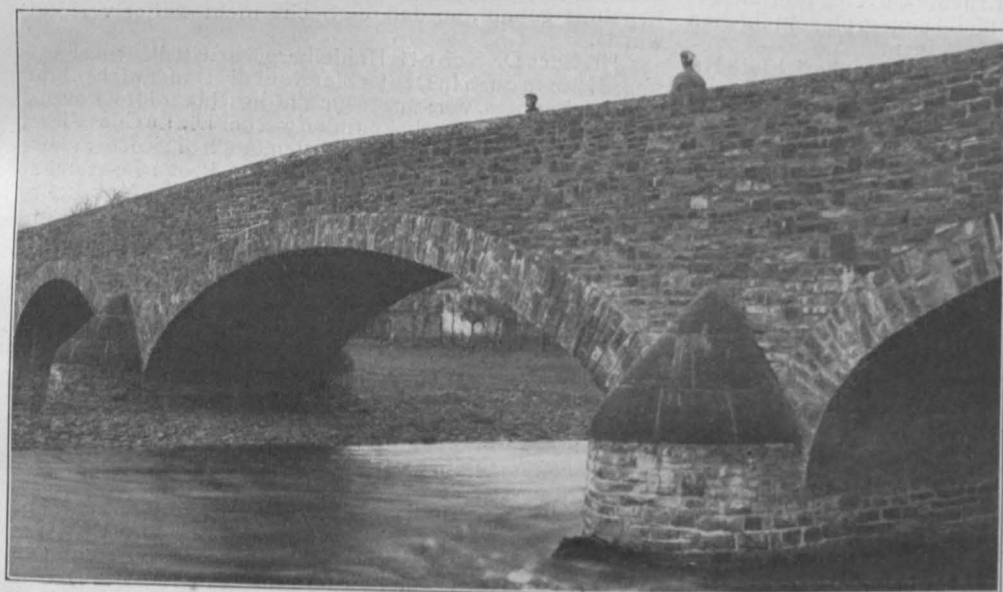


Abbildung 3. Neue Brücke bei Liers. 3 Oeffnungen. (Behandlung der Stirnflächen.)  
Die neuen Straßenbrücken im oberen Ahrtal.

kung von Traß- und anderen Zusätzen beziehen und Ver- suche mit Schutzmitteln, Anstrichen verschiedener Art usw. Nach Laboratoriums-Versuchen, die Dr. Goslich mit kleinen, mit verdünnter Schwefelsäure gefüllten Mörtel- bechern gemacht hat, sind nur kohlenwasserstoffhal- tige Anstriche wirksam. Anstriche mit Asphalt, Inertol, auch mit Paraffin haben Erfolg gezeigt.

Auf die Mitteilungen wirtschaftlicher Art soll hier nicht näher eingegangen werden. Es berichtet, wie

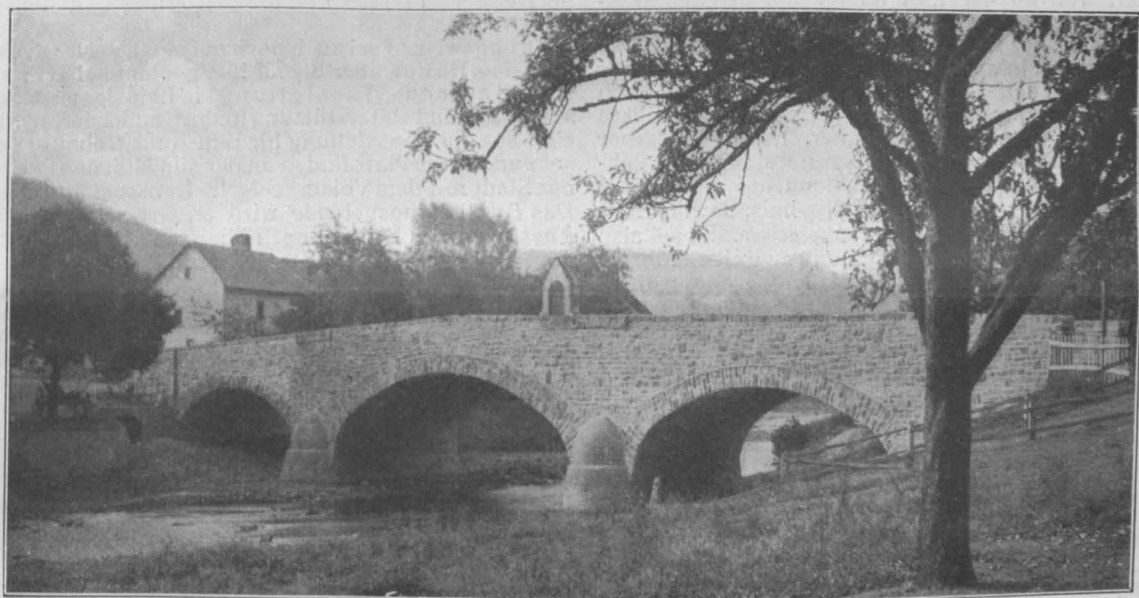
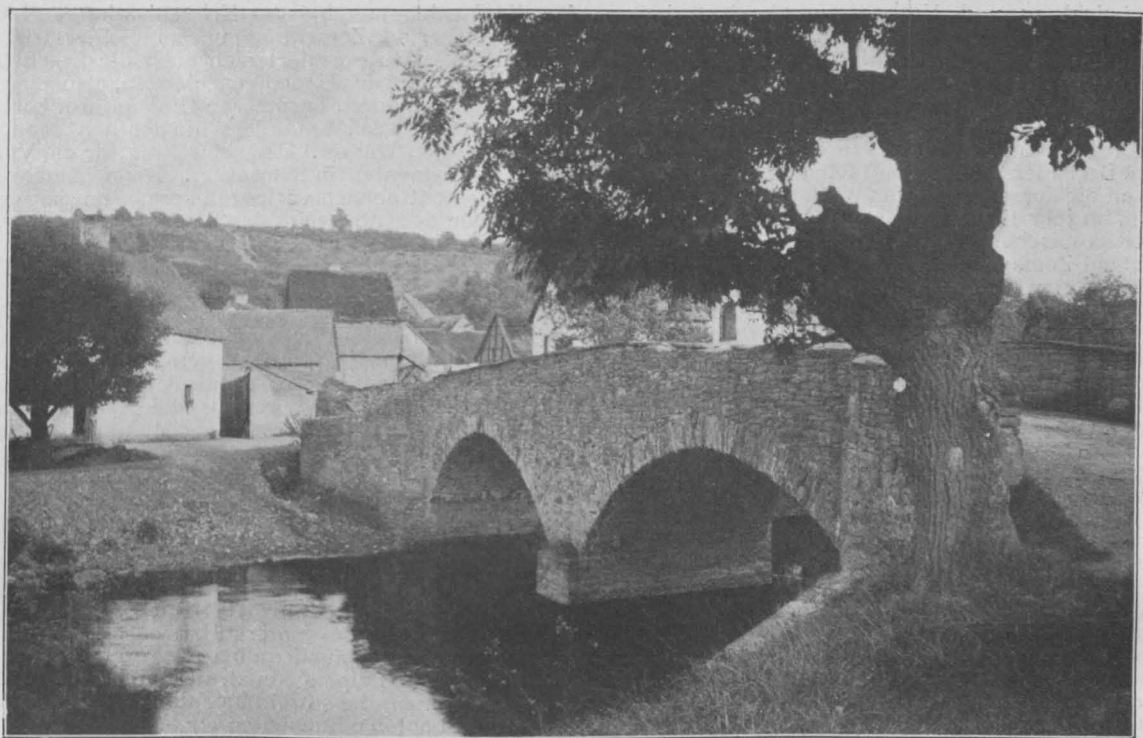


Abb. 4 (oben). Alte Brücke in Antweiler. Abb. 5 (Mitte). Neue Brücke daselbst. (Aufnahmen von O. Scharf in Krefeld.)  
Abb. 6 (unten). Alte Brücke bei Schuld. Die neuen Straßenbrücken im oberen Ahrthal.



Weiterentwicklung und Verbesserung mitzuarbeiten.

Von den zahlreichen Vorträgen, die auf der Versammlung gehalten wurden, beschäftigten sich zwei mit der Konstitution des Portland-Zementes. Hr. Dipl.-Ing. Wetzel, Gr. Lichterfelde, berichtete über die seit der letzten Versammlung im Auftrage des Vereins im Material-Prüfungsamt Gr. Lichterfelde durchgeführten weiteren Arbeiten. Berichterstatter hat mit seinen Untersuchungen, die sich an die Forschungen von White und Shephard anschließen, im Jahr 1910 begonnen. Er bedient sich dabei der mikroskopischen Untersuchung von Dünnschliffen aus Portland-Zement-Klinkern, die aus verschiedenen zusammengesetzten Rohmischungen bei wechselnden Temperaturen erbrannt sind. An zahlreichen Lichtbildern führte Redner vor, wie sich ein deutlicher Zusammenhang erkennen lasse, einerseits zwischen dem Gefüge des Klinkers und der Zusammensetzung des Rohmehles in bezug auf Kalk, Kieselsäure und Tonerde, sowie der Brenn-Temperatur andererseits. Verfasser vertritt die Ansicht, daß auf diesem Wege wohl Klarheit in die bisher ungelöste Frage der Konstitution gebracht werden kann.

Dem gleichen Ziele, wenn auch auf etwas anderem Wege, streben die Untersuchungen von Privat-Dozent Dr. Jänicke, Hannover, entgegen, die sich auf die Konstitution der Portland-Zement-Klinker bezogen.

Ein letzter Vortrag, der sich mit den Eigenschaften des Portland-Zementes befaßt, war derjenige von Hrn. Dr. Hans Kühl, Gr. Lichterfelde, über Kalk- und Gips-treiben. Redner führt die Erscheinung des Kalktreibens nicht sowohl auf eine Volumenvergrößerung bei der Hydratation des Kalkes zurück, als auf die Entstehung von Druck in besonderer Richtung bei der Kristallisation. Das Treiben trete unter Wasser leichter ein als an der Luft, aber nicht weil an der Luft infolge mangelnden Wassers weniger Kalk hydratisiert werde, als weil ein Teil des Wassers an der Luft verdunste, wodurch ein poröser Zement entstehe, in welchem für die Kristallbildung mehr Platz vorhanden sei. Durch diese Erklärung werde auch verständlich, warum kalkreicher Zement eine höhere Druckfestigkeit erhalte als kalkarmer. Redner hat ferner den Einfluß der feineren oder gröberen Mahlung des Rohmehles untersucht (0–50% Rückstand auf einem 5000 Maschensieb) und kommt zu dem Ergebnis, daß die Luftfestigkeit mit der gröberen Mahlung wachse. Es sei also eine Arbeiterschwerung, die Mahlung zu weit zu führen. Es würden ferner die Vorzüge der Naßaufbereitung überschätzt. Es seien eben so gute Zemente bei dem Trocken-Verfahren herzustellen.

Das Gipstreiben führt Redner zurück auf die Bildung von Kalksulfoaluminat, das dieselbe Rolle spiele wie das Kalkhydrat. Ist der Zement kalkarm, so ist Raum

für die Ausdehnung bei der Kristallisation vorhanden. Je kalkreicher der Zement ist, um so leichter tritt Gips-treiben ein. Daher erklärt sich auch die Erscheinung, daß man Zement aus Hochofenschlacken, also ganz kalk-arme Zemente, durch Zusatz von Gips in ihrer Festigkeit günstig beeinflusse, besonders hinsichtlich der Druckfestigkeit unter Wasser. Das sei wichtig für die Verwendung des Zementes in Seewasser. Denn je mehr Gips-zusatz Zement an sich vertragen könne, um so weniger schade ihm der Gipsgehalt des Seewassers.

Die Ausführungen des Redners blieben nicht ohne lebhaften Widerspruch, namentlich was die Frage der feinen Mahlung des Zementes betrifft, die man als eine Er-rungenschaft betrachten müsse, die nicht wieder preis-zugeben sei. Es sprachen zu der Frage u. a. die Hrn. Dir. Müller, Dir. Goslich, Geh. Kommerz.-Rat Dr. Schott, der namentlich davor warnt, aus den Kühl'schen Ver-suchen allgemeine Schlüsse für die Aufbereitung des Zementes zu ziehen. Nach seiner Meinung können die Rohmehle garnicht fein genug aufbereitet werden.

Von den übrigen Vorträgen lag die Mehrzahl rein auf dem Gebiete der Zementtechnik und des Betriebes von Zement-Fabriken. Von einer Wiedergabe ihres Inhaltes muß daher hier abgesehen werden. Zu erwähnen ist da-gegen ein interessanter Vortrag von Dipl.-Ing. Wettich, Leipzig, über „Moderne Transport-Anlagen in der Ziegel-, Ton- und Zement-Industrie“, der durch zahlreiche Lichtbilder unterstützt wurde. Redner ver-breitete sich ausschließlich über die von der Firma Blei-chert & Co. in Leipzig konstruierten Hänge- und Seil-Schwebbahnen, die sowohl im Fabrikbetrieb wie in den Gruben und auf den Baustellen ein außerordentlich wert-volles Hilfsmittel für den sicheren und schnellen Trans-порт von Materialien und die Ersparung von Menschen-kraft bilden.

Hingewiesen sei auch noch auf einen Vortrag von Hrn. Dipl.-Ing. Rauer über die für 1913 geplante „Internatio-nale Baufach - Ausstellung“ in Leipzig, zu deren Be-schickung und Unterstützung Redner aufforderte. Sie soll eine Spezial - Ausstellung für Bau- und Wohnungswesen sein und ihren Platz finden an der südöstlichen Peripherie der Stadt mit dem Völkerschlacht-Denkmal als Abschluß. Das Ausstellungsgelände wird an Größe das der Welt-Ausstellung zu Brüssel noch übertreffen und erhält gün-stigen Bahnanschluß. Der Generalplan ist aus einem Wettbewerb hervorgegangen. Sieger waren die Arch. G. Weidenbach & R. Tschammer in Leipzig. Die Ausstellung will weitesten Volkskreisen ein klares Bild des gesamten Bau- und Wohnwesens in seiner wissen-schaftlich-künstlerischen wie sozialen und wirtschaft-lichen Bedeutung vor Augen führen. — Fr. E.

## Neue Versuche mit ringbewehrten Säulen.

Ausgeführt von der Firma Johann Odorico in Dresden.

Vortrag gehalten auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ am 28. Februar 1912 zu Berlin von Dr.-Ing. A. Kleinogel in Darmstadt. (Schluß.)

### V. Die Wirkung der Ringbewehrung.

**D**ie Bearbeitung der Versuchsergebnisse, im besonderen die Verwertung der gemessenen Querdehnungen (vergl. auch Abbildungen 13 und 14), hat Folgendes ergeben:

Bei niederen Laststufen, etwa bis zu Be-lastungen von 40 kg/qcm, kommt der Einfluß einer Querbewehrung in Form von Ringen oder Spiralen noch kaum nennenswert zum Ausdruck. Bei höheren Beanspruchungen eines umschnürten Betonkörpers, und zwar schon bei Beanspruchungen, welche für umschnürten Beton als zulässig gelten können, tritt der Einfluß der Querbewehrung zwar noch nicht wesentlich, so doch immerhin merkbar in die Erscheinung.

Die Ringspannungen betragen bei rund 40 kg/qcm achsialer Pressung 30 bis 50 kg/qcm, bei rd. 100 kg/qcm achsialer Pressung 140 bis 220 kg/qcm.

Man erkennt hieraus eine gewisse Analogie mit den Verhältnissen des bewehrten Balkens, wo ja auch zu-nächst die tatsächlichen Eisen-Zugspannungen innerhalb niedriger Grenzen bleiben.

VI. Die Bruchfestigkeit ringbewehrter Beton-körper im Vergleich zu der aufgewendeten Be-wehrung und der mit der letzteren erzielte Wir-kungsgrad.

Die aus Bruchfestigkeit  $P_k$ : Kernquerschnitt  $F_k$  er-mittelten Kernfestigkeiten  $k_u$  sind zunächst in das Hun-dertstel-Verhältnis zu  $k_b$ , der Eigenfestigkeit des nicht bewehrten Betons gesetzt worden. Die so erhaltenen Werte sind als Ordinaten zu den entsprechenden Beweh-

rungen als Abszissen aufgetragen worden (Abbildungen 15–17). Die Bewehrungen selbst wurden in % des Kern-Querschnittes ausgedrückt, und zwar wurden als Abszis-sen jeweils die Werte:  $(F_e + 2,4 F_s) \%$  aufgetragen.

Da mit zunehmender Bewehrung die Kernfestigkeit  $k_u$  zunimmt, so erhält man für diese eine ansteigende Linie. Berechnet man nun aber den mit der aufgewende-ten Eisenmenge erzielten Wirkungsgrad

$$w = \frac{k_u \text{ (in \% von } k_b)}{(F_e + 2,4 F_s) \%} \dots \dots \dots (3)$$

so erhält man einen Linienzug, welcher, in Analogie mit anderen Ergebnissen aus sonstigen Eisenbeton - Ver-suchen mit zunehmender Eisenmenge rasch ab-nimmt.

Da man nun einerseits eine möglichste Steigerung der Bruchfestigkeit, andererseits einen möglichst guten Wirkungsgrad für die aufgewendete Eisenmenge erzielen möchte, so ist es wünschenswert, die Grenzen kennen zu lernen, innerhalb welcher dies möglich ist. Die nähere Untersuchung der betr. Verhältnisse bei den Versuchen von Odorico und bei denjenigen der französischen Reg.-Kom-mission ergab nach Wahl eines gewissen Maßstabes für das Auftragen der Wirkungsgrade, den Schnitt der beiden Linien für  $k_u$  und für  $w$  übereinstimmend bei einer Be-wehrung von

$$(F_e + 2,4 F_s) = \text{etwa } 10 \% \text{ von } F_k \dots \dots (4)$$

Bei den untersuchten Körpern der französischen Reg.-Kommission bestand dabei ein mittleres Verhältnis

$$F_e : F_s = 1 : 2,3 \dots \dots \dots (5)$$

sodaß für die

## VII. Wahl einer günstigen Bewehrung

sich nach einer kleinen Umrechnung ergibt:

für die Längsbewehrung  $F'_l = 1,5\%$  von  $F'_k$  . . (6)

für die Querbewehrung  $F'_s = 3,5\%$  von  $F'_k$  . . (7)

Ferner war bei den untersuchten Körpern zwischen Ganghöhe  $s$  und Wickeldurchmesser  $D_1$  ein mittleres Verhältnis:

$$s : D_1 = 1,9 \quad . . . . . (8)$$

## VIII. Bruchfestigkeit und Beton-Güte.

Die beiden, innerhalb der Odorico'schen Versuche angewendeten Beton-Mischungsverhältnisse, haben trotz des Unterschiedes in den Mischungsverhältnissen, wohl infolge der Verschiedenheit der Materialien, einen nennenswerten Unterschied in den Eigenfestigkeiten nicht ergeben. Dagegen lassen sich auch hier wieder aus den Versuchsergebnissen der franz. Reg.-Kommission wertvolle Schlüsse ziehen, in welchem Verhältnis die

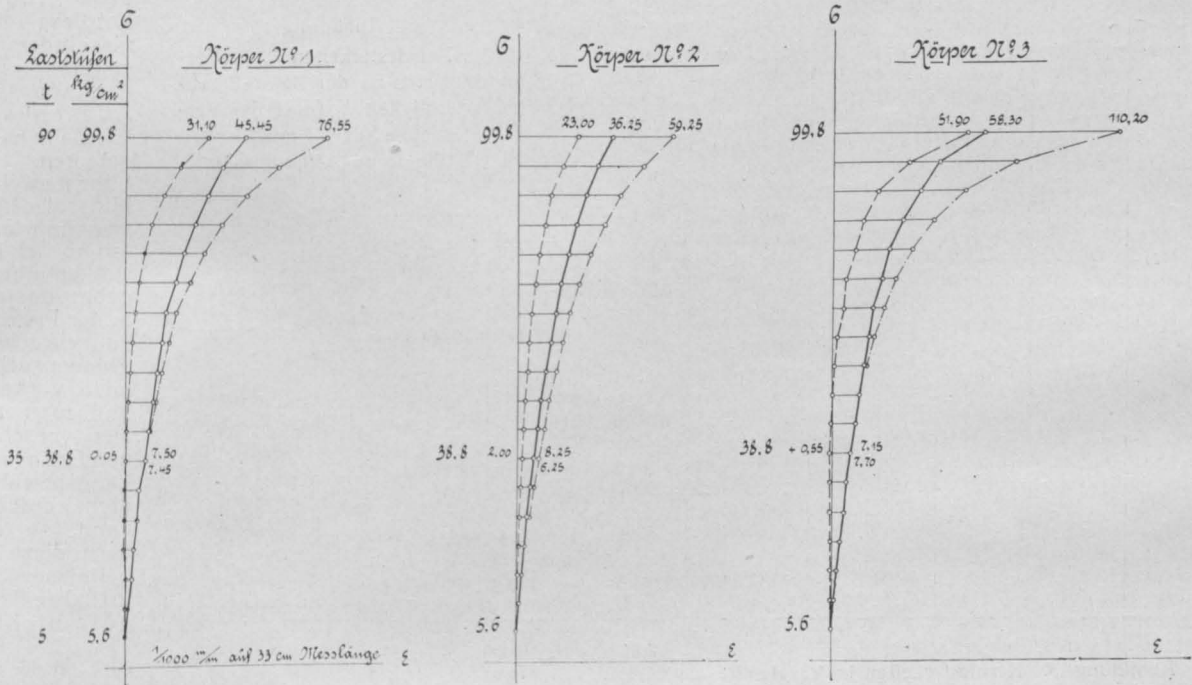


Abbildung 13. Querdehnungen der Reihe I (unbewehrt).

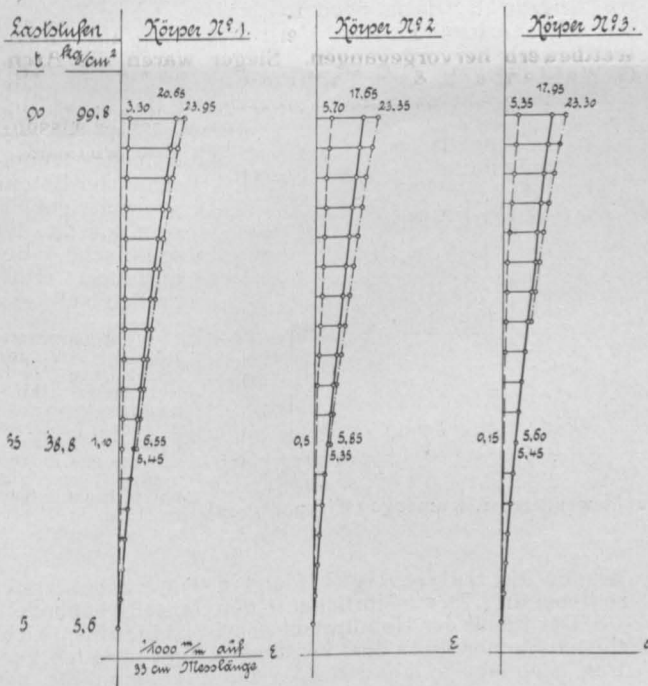


Abbildung 14. Querdehnungen der Reihe IV.

Abbildung 19 (rechts). Körper No. 1 Reihe VII als Beispiel für das Ausknicken der Längseisen und Sprengen der Ringbewehrung.



Bruchfestigkeit des umschnürten Kernes steht zu der Eigenfestigkeit des verwendeten Betons. Da die französischen Versuche eine ganze Reihe von Körpern aufweisen, welche einerseits nahezu dieselbe Bewehrung besitzen, andererseits aber aus Beton von ganz verschiedenem Mischungs-Verhältnis bestehen, so war es möglich, die Beziehungen zwischen der Kernfestigkeit  $k_u$  und der Beton-Eigenfestigkeit  $k_b$  zu ermitteln.

Die graphische Darstellung mit den  $k_u$  (in  $\%$  von  $k_b$ ) als Ordinaten, und mit den  $k_b$  als Abszissen (Abbild. 18), ergibt, daß die verhältnismäßige Wirkung einer Umschnürung um so geringer ist, je größer so wie so

vorhanden, was besser sein dürfte, als das bisher meistens innegehaltene Verhältnis 1/7.

Da bei umschnürten achteckigen Säulen der gesamte Beton-Querschnitt  $F_b$  unter mittleren Verhältnissen etwa  $= 1,25 F'_k$  bis  $1,4 F'_k$  ist, so kann, auf den gesamten Beton-Querschnitt bezogen, gesagt werden, daß die Bewehrungsverhältnisse dann als günstig bezeichnet werden können, wenn die Längsbewehrung etwa  $= 1,1$  bis  $1,2\%$  von  $F'_k$ , und wenn die Querbewehrung etwa  $= 2,5$  bis  $2,8\%$  von  $F'_k$  beträgt.

schon die Eigenfestigkeit des zur Verwendung gelangten Betons ist.

Mit anderen Worten: Der geringwertige Beton ergibt die höheren Wirkungsgrade. Der Abfall der Linienzüge nach der besseren Betongüte hin ist deutlich erkennbar.

Wenn also nicht besondere Umstände vorliegen, welche ein fettes Mischungsverhältnis, ohne Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit, verlangen, so erscheint es unzweckmäßig, bei umschnürtem oder ringbewehrtem Beton, mit der Betongüte über die sonst



im Eisenbetonbau üblichen Mischungsverhältnisse hinaus zu gehen.

Dieses Verhalten der ringbewehrten Körper hängt natürlich damit zusammen, daß die Zusammendrückungen und die Quer-Formänderungen des Betons um so größer sind, je geringwertiger der Beton ist. Um so früher und verhältnismäßig um so wirksamer tritt dann auch die Leistungsfähigkeit der Ringbewehrung in die Erscheinung.

Aber auch hier wieder ist einem etwaigen Bestreben, von den bisher gehandhabten guten Mischungsverhältnissen abzugehen, eine gewisse Grenze gesteckt. Die größeren Zusammendrückungen mageren Betons haben — namentlich bei wiederholten Belastungen — zur Folge, daß die Längseisen verhältnismäßig bald derart in Anspruch genommen werden, daß ein Ausknicken derselben viel früher zu befürchten ist, als wenn besserer Beton verwendet wird. (Beispiel in Abb. 19.)

Hr. Geh. Reg.-Rat Prof. Rudeloff hat diese Verhältnisse in dem schon erwähnten Heft 5 des „Deutschen Ausschusses“ ebenfalls hervor gehoben. Die Längsbewehrung bildet also für den umschnürten Beton an sich keine willkommene Beigabe; da jedoch in der Praxis der Fall rein axialer Beanspruchung nicht vorkommt, und man somit aus verschiedenen Gründen die Längsbewehrung nicht entbehren kann, so erfordern diese Verhältnisse, daß mit der Betongüte nicht unter das übliche Maß herunter gegangen wird.

Durch diese Versuche von Odorico und die hier zunächst in Kürze beleuchteten Ergebnisse dürfte nunmehr das Wesen des ringbewehrten oder umschnürten Betons so weit geklärt sein, als dies für praktische Bedürfnisse erforderlich ist.\*)

\*) Ausführlicheres siehe in der inzwischen erschienenen Veröffentlichung: „Ueber neuere Versuche mit umschnürtem Beton“ (Spiral umwickelte und Ringbewehrte Säulen). Verlag W. Ernst & Sohn in Berlin. Pr. 3,20 M.

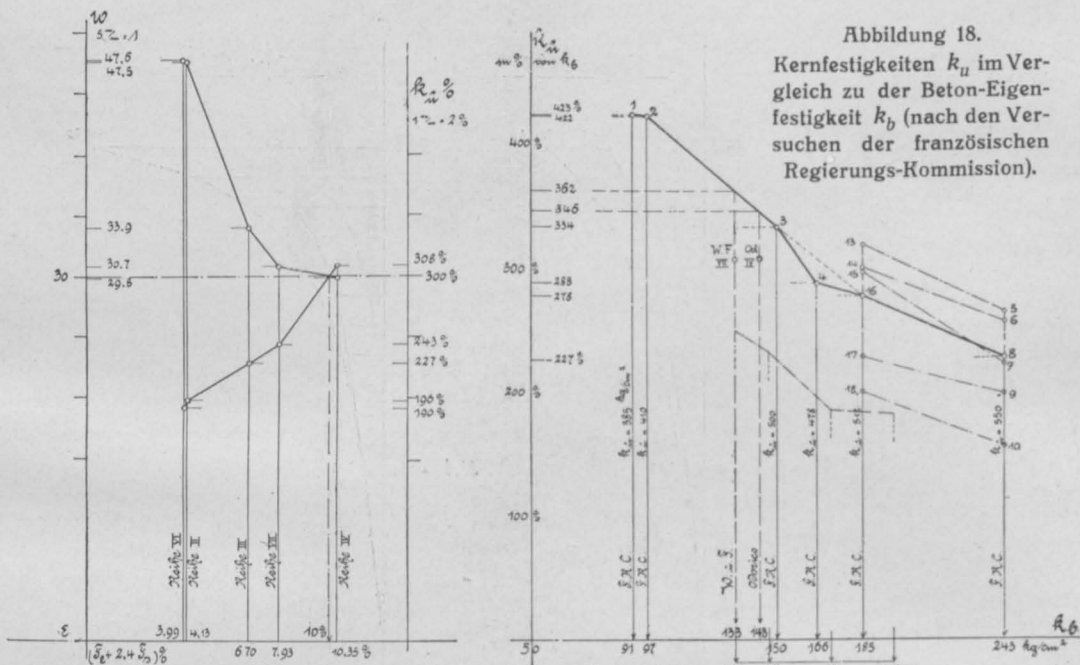
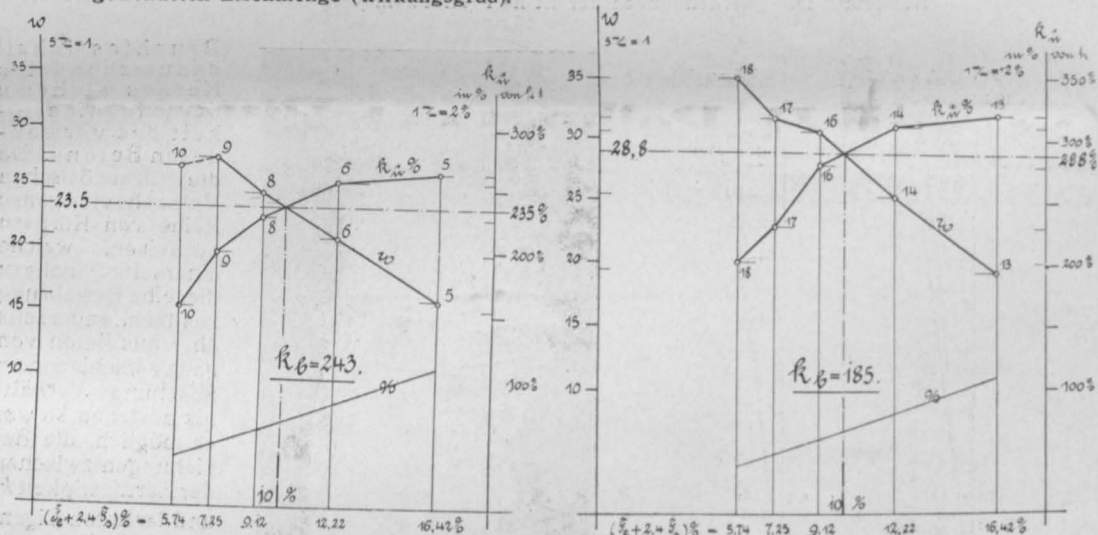


Abbildung 15. Kernfestigkeiten im Vergleich zur aufgewendeten Eisenmenge (Wirkungsgrad).



Abbildungen 16 und 17. Kernfestigkeiten im Vergleich zur aufgewendeten Eisenmenge (Wirkungsgrad).

## Vermischtes.

Vorlesungen über Eisenbeton im Hoch- und Tiefbau an der Technischen Hochschule zu Darmstadt wird mit Beginn des Sommersemesters Hr. Dr.-Ing. A. Kleinogel, der sich kürzlich als Zivil-Ingenieur in Darmstadt niedergelassen hat, aufnehmen, nachdem ihm die venia legendi auf Grund seiner Habilitationsschrift „Ueber neuere Versuche mit umschnürtem Beton“ erteilt worden ist. Der neue Privatdozent wird im Sommer 1912 über Silobauten, im Wintersemester über Rahmenkonstruktionen des Eisenbetonbaues sowie über umschnürten Beton in Theorie und Praxis lesen. Für das Sommersemester 1913 sind Vorträge über Behälter und Wassertürme in Eisenbeton, sowie über Rohrleitungen mit hohem Innendruck in Aussicht genommen.

Dr. Kleinogel ist zuerst 1904 mit seinen Untersuchungen über die Dehnbarkeit armierten Betons\*) an die Öffentlichkeit getreten, die zu einer Widerlegung der von Considère ermittelten, überraschenden Tatsache der außerordentlichen Dehnbarkeit armierten Betons gegenüber nicht armiertem führten. Untersuchungen über das

Wesen der Haftfestigkeit folgten.\*\*)

Wir haben letztere Arbeiten s. Zt. ausführlicher in den „Mitteil.“ behandelt. Der Inhalt der Habilitationsschrift ist in seinen wichtigsten Momenten in dem vorstehend abgedruckten Vortrag Kleinogel's auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ wiedergegeben und inzwischen auch in Broschürenform (groß 8°, 48 S. Text, mit zahlreichen Tabellen u. Abbildgn.) im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, erschienen. Auf die interessante Veröffentlichung sei hiermit gleichzeitig hingewiesen. —

\*) Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, Heft I. Verlag Wilh. Ernst & Sohn in Berlin.

\*\*) Zur Frage der Haftfestigkeit des Eisens im Beton. 1904, S. 46. Ueber das Wesen und die wahre Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton. 1911, S. 39, ferner: über die Entbehrlichkeit der Berechnung der Haftspannungen. 1911, S. 57.

Inhalt: Die neuen Straßenbrücken im oberen Ahrtal. — Von der XXXV. General-Versammlung des Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten. (Schluß.) — Neue Versuche mit ringbewehrten Säulen. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.